



Thèse de doctorat d'Université Paris-Est

Structures et Matériaux

Firas SAYED AHMAD

Mémoire provisoire

**Mise en précontrainte des Bétons Fibrés à Ultra Performance (BFUP)
à l'aide de Polymères Renforcés de Fibres de Carbone (PFRC)**

Jury :

Emmanuel Ferrier	LYON 1 Laboratoire de génie civil	Rapporteur
Raoul FRANÇOIS	INSA de Toulouse	Rapporteur
Mouloud BEHLOUL	Lafarge Ciments	Examineur
Karim BENZERTI	IFSTTAR	Examineur
Robert LE ROY	ENSA Paris-Malaquais	Co-Directeur de thèse
Gilles FORET	ENPC	Directeur de thèse

Résumé

Nous nous intéressons dans ce travail à la mise en précontrainte par pré-tension d'éléments en Béton Fibré Ultra Performant (BFUP) par des renforts en Polymères Renforcés de Fibres de Carbone (PFRC). L'association de ces deux matériaux doit permettre de réaliser des éléments précontraints présentant une haute résistance mécanique et une grande durabilité. Cette étude à forte composante expérimentale s'est déroulée en trois phases. La première phase concerne l'étude de l'adhérence entre les PFRC et le BFUP au cours de laquelle des configurations de surface optimales des renforts (joncs) sont présentées. Dans la deuxième phase nous proposons un système d'ancrage permettant de mettre en tension les joncs de précontrainte. Ce système permet de conserver l'intégralité de la résistance en traction des joncs PFRC. La troisième phase est dédiée à une campagne expérimentale d'essais de flexion 4 points menée sur des poutres BFUP précontraintes par des joncs PFRC et des torons acier. Le comportement global des poutres précontraintes en flexion est analysé en termes de rigidité, de suivi de la fissuration, de pertes de la précontrainte, de capacité portante et de ductilité. Les résultats obtenus sont très encourageants et ouvrent des perspectives pour l'utilisation des PRFC en tant que renforts actifs pour la précontrainte.

Abstract

We are interested at this work in the prestressing by pre-tensioning of Ultra High-Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) with Carbon Fibre Reinforced Polymer bars (CFRP). The combination of these two materials should allow to produce prestressed members with high strength and durability. This intensive experimental study was conducted in three phases. The first phase involves the study of bond between the PFRC and UHPC at which the optimal configurations of surface reinforcements (rods) are presented. In the second phase we propose an anchoring system for pretensioning of CFRP bars. This system keeps all of the tensile strength of PFRC bars. The third phase is devoted to an experimental campaign of 4 points bending tests conducted on UHPC beams prestressed by CFRP bars and steel strands. The overall behavior of prestressed beams in bending is analyzed in terms of stiffness, followed by cracking, loss of prestresse, bearing capacity and ductility. The results are very encouraging and open up prospects for the use of CFRP as reinforcement for prestressing.

ملخص

سنهتم في هذه الأطروحة بتطبيق تقنية سيق الإجهاد (الشّد سابقاً) على عناصر من الخرسانة فائقة الأداء ذات الألياف المعدنية بواسطة قضبان من البوليمير المقوى بألياف الكربون. إن الجمع بين هاتين المادتين (الخرسانة فائقة الأداء و القضبان الكربونية) ينبغي أن يسمح لنا بتنفيذ عناصر مسبقة الإجهاد ذات مقاومة ميكانيكية عالية جداً و ديمومة كبيرة جداً.

القسم الأكبر من هذه الأطروحة ودراسة عملية و مخبرية تتألف من ثلاث مراحل:

- المرحلة الأولى تختص بدراسة التماسك بين الخرسانة فائقة الأداء و القضبان الكربونية. خلال هذه المرحلة تم التوصل إلى اختيار الشكل الخارجي الأفضل للقضبان الكربونية.

- في المرحلة الثانية تم اقتراح نظام تثبيت جديد يسمح بتطبيق قوة سيق الإجهاد على القضبان الكربونية. نظام التثبيت هذا يضمن الحفاظ على كامل مقاومة قضبان سيق الإجهاد الكربونية.

- أما المرحلة الثالثة من الدراسة فقد تم تخصيصها لتنفيذ مجموعة اختبارات و تجارب الانعطاف بأربع نقاط على جوائز مسبقة الإجهاد من الخرسانة فائقة الأداء بواسطة قضبان من الألياف الكربونية و أوتار الفولاذ التقليدية الشائعة الاستخدام. السلوك العام لهذه الجوائز المسبقة الإجهاد على الانعطاف تم تحليلها بدراسة عدة جوانب منها: الصلابة ، حالة التشققات ، ضياع قوة سيق الإجهاد ، قوة التحمل و اللدونة.

النتائج التي تم الحصول عليها هي نتائج مشجعة جداً و تفتح المجال أمام استخدام القضبان من ألياف الكربون كقضبان أساسية في سيق الإجهاد.

Remerciements

J'aimerais, tout d'abord, à exprimer ma reconnaissance et ma gratitude à mon pays la Syrie d'avoir présenté une bourse d'étude durant ma thèse. Je tiens à adresser des remerciements à mon directeur de thèse Gilles FORET et mon codirecteur de thèse Robert LEROY pour leurs qualités humaines et scientifiques, leurs conseils et pour m'avoir fait partager leur expérience, leur enthousiasme qui m'ont permis de m'épanouir pleinement dans ce travail.

Je remercie également tout particulièrement les personnes qui m'ont aidé, tant au niveau scientifique, que technique dans le bon déroulement de la thèse surtout les techniciens au laboratoire Navier et la société Etandex.

Je remercie l'ensemble des membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont montré pour mon travail et pour leurs conseils éclairés qui m'ont permis d'améliorer ce mémoire de thèse.

Ensuite un remerciement à tous les doctorants du laboratoire Navier avec qui j'ai partagé un bureau, un café, un repas, une sortie, des rires. C'était un véritable plaisir de vous côtoyer tous les jours. La liste est longue mais je tiens à remercier particulièrement Ramzi SAHLAOUI, l'ami des soirs et des week-ends au laboratoire. Merci aussi à Wafa, Anissa, Salma, Sali et T'VA . Merci à vous toutes et tous !

Que ces remerciements s'envolent également vers ma famille en France (ma sœur Hanadi et son mari Ahmed et leur fils Karèm) et celle en Syrie pour leur soutien inconditionnel et leur présence, malgré la distance qui nous séparait durant ces années, dans les moments heureux et moins heureux. Une dédicace spéciale à ma mère et à toutes mes sœurs (Sousou et Loulou) et mes frères (Raed, Ramez et Alaa) ainsi que tous mes proches.

Finalement, je tiens à exprimer tout au fond de mon cœur mes reconnaissances à Aïda, ma chère épouse, pour son amour et son support au cours de ces années. Elle a su m'encourager dans les moments difficiles et être patiente dans les moments d'intense travail et de stress.

Introduction

Eugène Freyssinet (1879-1962) invente le béton précontraint en 1928. Cette invention met alors fin à la technique du béton armé pour les grands franchissements en constituant une sorte de révolution dans l'art de construire. Cependant cette technique ne prend un véritable essor qu'après la seconde guerre mondiale (1939-1945), lorsqu'il faut reconstruire en Europe les nombreux ouvrages détruits.

Aujourd'hui, le béton précontraint est une technologie connue, sans ambiguïté et d'utilisation courante pour les ponts. Il est également d'un emploi très répandu pour les poutrelles préfabriquées des planchers et pour de nombreux autres types d'ouvrages. Toutefois, la corrosion des armatures en acier reste l'une des plus grandes entraves à la durabilité de ces ouvrages d'art. Ceci peut être causé par exemple par la carbonatation due à la diffusion du dioxyde de carbone de l'atmosphère (pollution de l'environnement dû au développement de l'industrie et du transport) vers l'intérieur du béton ou par l'action des chlorures (utilisation des sels déglaceage sur les ponts routiers en hiver).

Les coûts de la réhabilitation et de la réparation des structures en béton armé et précontraint (en particulier les ponts) représentent des coûts élevés pour la société, alors que dans un même temps que le niveau d'entretien tend à augmenter avec le vieillissement des structures, ce qui entraîne la nécessité d'un diagnostic structurel fréquent. Par exemple, aux Etats-Unis, selon les statistiques de l'Administration Fédérale des Routes ([Fédéral Highway Administration 2005]), plus que 40% des ponts routiers nécessitent des réparations et ceci plus particulièrement dans la région où l'on emploie des sels de déverglaceage. Leur remise en état coûterait 8 à 10 milliards de dollars par an. En Europe, le coût de maintenance des structures endommagées par la corrosion de l'acier a été estimé à un 5 milliard de dollars par an. (Clarke 1995). Au Canada, environ 25 % des ouvrages de génie civil présentent une pathologie liée à la corrosion avec un coût annuel de maintenance de l'ordre de 3 milliard de dollars. En France, selon une enquête faite par le SETRA en 1995, parmi les 65000 ponts de plus de 5 mètres de portée existants, 16 % nécessitaient des travaux urgents de réparation et 37% nécessitaient un entretien spécialisé.

Différentes solutions ont été envisagées pour s'affranchir de la corrosion de l'acier, telles que le traitement des surfaces extérieures du béton à l'aide de silanes, la protection cathodique des armatures en acier, le revêtement de l'acier d'armature à l'aide d'une couche de résine d'époxyde et la galvanisation de l'acier. Ces méthodes représentent les principales techniques à disposition aussi bien pour les structures en béton armé que pour celles en béton précontraint. Plus récemment on a pu remplacer l'acier conventionnel par l'acier inoxydable. L'utilisation de l'acier inoxydable entraîne cependant un coût environ 7 à 8 fois plus élevé.

En général, ces matériaux et techniques se sont avérés coûteux et n'ont pas démontré une efficacité totale pour résoudre les problèmes de corrosion à long terme, surtout pour les structures exposées à des environnements particulièrement agressifs.

Des recherches ont donc été menées pour proposer des solutions alternatives qui permettent d'allonger la durée de vie des structures en béton armé et précontraint, et ainsi d'éliminer, en partie ou en totalité, les coûts de réparation sans cesse croissants. Ces solutions consistent à :

- 1- Améliorer la durabilité du béton en diminuant la porosité du béton, ce qui a conduit à la mise au point de bétons fibrés à ultra haute performance (BFUP) dont la résistance est de l'ordre de 200 MPa en compression et de 40 MPa en traction par flexion. Le BFUP, dernier né de cette génération de bétons, est un matériau innovant. Il se distingue par une haute résistance, une durabilité élevée et une bonne ductilité grâce aux fibres métalliques. Les BFUP peuvent aussi être associés à la précontrainte par pré-tension ou par post tension, ce qui permet d'accroître les performances mécaniques.
- 2- Utiliser un nouveau type d'armature que sont les armatures en Polymère Renforcé de Fibres (PRF). Ces armatures peuvent présenter les formes des barres et torons conventionnels en acier. Les armatures en PRF sont constituées de fibres continues (telles que les fibres de carbone, de verre ou d'aramide) noyées dans une résine polymère à haute performance qui constitue 30% à 40% du volume total de la barre.

Il existe aujourd'hui une grande diversité d'armatures en PRF commercialement disponibles. Leurs propriétés et comportements mécaniques les rendent aptes à remplacer l'acier. De plus, les barres en PRF ne sont pas corrodables et constituent un meilleur choix en termes de résistance spécifique (résistance/poids), de neutralité électromagnétique, de relaxation, résistance à la fatigue et durabilité dans un environnement agressif (alcalin,...). Enfin, il est possible d'intégrer des fibres optiques dans ces matériaux afin, par exemple, de surveiller les ponts pendant leur durée de vie.

Cependant, les PRF possèdent un module d'Young plus faible que celui de l'acier et il semble donc pertinent de les utiliser pour des applications de précontrainte. En effet, la mise en tension des renforts en PRF peut permettre de réduire leur capacité de déformation et ainsi mieux exploiter leur résistance en traction élevée.

De nombreux travaux de recherche ont porté sur la mise en précontrainte du béton à l'aide de renforts en PRF. Les résultats de ces travaux ont débouché sur l'utilisation des PRF pour la mise en précontrainte des bétons dans le cadre de nombreux projets au Canada, aux Etats-Unis, en Europe et au Japon. Plusieurs guides de conception des éléments armés ou précontraints par des renforts en PRF ont été développés pour élaborer une base de données et faire connaître ces matériaux.

Cependant, les PRF restent peu utilisés par rapport à l'acier car leur coût est encore élevé. De plus, deux problèmes sont liés aux propriétés mécaniques des PRF lorsque l'on envisage leur utilisation

pour la précontrainte: le premier est le comportement purement élastique des PRF, et, le second concerne les difficultés rencontrées pour ancrer ces matériaux, difficultés causées par leur faible résistance au cisaillement.

Nous avons donc choisi dans le cadre de cette thèse d'étudier la possibilité d'associer le BFUP et les renforts en PFRC pour réaliser des éléments de structure en BFUP précontraints par des renforts en PFRC. Notre choix a été motivé par les avantages que présentent le BFUP et notamment un comportement ductile en flexion qui doit permettre d'atténuer un inconvénient majeur résultant du comportement élastique fragile des PFRC à savoir une rupture fragile des éléments en béton conventionnel armés ou précontraints par des barres PRFC. De plus, l'emploi de la précontrainte peut permettre de réaliser des poutres en BFUP rendant possible de franchir de grandes portées en réduisant la section des poutres et en allégeant ainsi la structure.

Ce travail à forte composante expérimentale comprend notamment des essais de flexion 4-points réalisés sur des poutres en BFUP précontraintes par des joncs en PFRC. Ces essais sont destinés à étudier le comportement en flexion de ces poutres, un des aspects les plus importants de cette recherche étant de déterminer l'efficacité de l'utilisation des BFUP précontraints par renforts en PFRC en termes d'états limites de service et de ductilité à la rupture.

L'objectif de cette étude est donc d'associer le BFUP avec des renforts en PRFC afin d'obtenir des poutres précontraintes par pré-tension sans acier, durables, ductiles et présentant une bonne résistance aux agents d'environnement agressifs.

Cette thèse se compose de cinq chapitres.

Le premier chapitre constitue une revue aussi exhaustive que possible des travaux de la littérature portant sur les principales propriétés des PRF, propriétés qui influencent leur utilisation croissante dans le domaine du génie civil. Nous commençons par présenter les travaux de recherche qui ont étudié le comportement des éléments en béton précontraint par des PRF, en tenant compte du comportement de l'adhérence, du comportement en flexion à court terme et à long terme, du comportement à la fatigue, de la durabilité et des modes de ruptures. Les systèmes d'ancrage développés pour les renforts de précontrainte en PRF et les guides de conception sont ensuite détaillés. Enfin, nous finissons par exposer les propriétés et les applications des BFUP.

Le chapitre 2 concerne la réalisation d'une étude expérimentale dans laquelle la liaison entre le BFUP et des joncs carbone PRFC présentant trois types de configuration de surface, lisse, recouverte de sable et usinée a été analysée. L'objectif principal de cette étude est de comprendre les mécanismes

d'interaction activés lors du transfert des efforts entre le jonc en PFRC et le BFUP et, de déterminer la relation constitutive de l'adhérence. Les essais d'adhérence réalisés sont principalement des essais d'arrachement de type pull-out et des essais d'adhérence par flexion (Beam-test). Les résultats sont présentés sous forme d'une relation entre les contraintes moyennes de cisaillement et le glissement des joncs carbone.

Le chapitre 3 comprend deux parties principales. La première partie décrit les résultats obtenus pour les différents systèmes d'ancrage par adhérence proposés pour la mise en tension des joncs carbone. Cette étude nous a permis de mettre au point un système d'ancrage présentant une efficacité suffisante pour la mise en précontrainte des poutres en BFUP. La deuxième partie présente la mise en précontrainte et la fabrication des poutres en BFUP qui seront testées en flexion. Les procédures du traitement thermique du BFUP et de la mesure des longueurs de transfert de précontrainte sont également présentées.

Le chapitre 4 présente une étude expérimentale du comportement en flexion de poutres en BFUP précontraintes par des joncs carbone par pré-tension. Les résultats sont présentés en analysant et comparant la charge de fissuration, la charge ultime, la réponse charge-flèche, le mode de rupture et la ductilité des différentes configurations de poutres testées (taux de renforcement de précontrainte, traitement thermique, configuration de surface des joncs PFRC, ...). La longueur de transfert de charge est aussi déterminée après le relâchement de la force de précontrainte.

Le chapitre 5 fait l'objet d'une étude analytique et numérique de l'adhérence des joncs carbone avec le BFUP. Les résultats de cette étude sont comparés aux résultats expérimentaux obtenus dans le chapitre 2. Nous présentons ensuite un calcul des pertes de précontrainte suivant le règlement du B.P.E.L. et un calcul de poutres précontraintes permettant de déterminer la charge de fissuration, la charge ultime et la flèche correspondante (sans coefficient de sécurité) afin de comparer les valeurs analytiques obtenues aux résultats expérimentaux obtenus dans le cadre des essais de flexion décrits dans le chapitre 4.

Le dernier chapitre rappelle les principaux résultats de ce travail et présente les perspectives que nous pouvons apporter.

Table des Matières

1	Chapitre 1 : Étude bibliographique	20
1.1	Introduction	20
1.2	Le béton précontraint, avantages et problèmes de durabilité	20
1.3	Les renforts en matériaux composites	22
1.3.1	Les fibres	23
1.3.1.1	Les fibres de verre	23
1.3.1.2	Fibres d'Aramide	24
1.3.1.3	Fibres de carbone	25
1.3.2	Les matrices	26
1.3.2.1	Résines polyesters	27
1.3.2.2	Résines époxydes	28
1.3.2.3	Résines vinylesters	29
1.4	Processus de fabrication des armatures en matériaux composites PRF	30
1.5	Applications des PRF dans le génie civil	31
1.5.1	En Europe	31
1.5.2	Au Japon	32
1.5.3	Au Canada	33
1.5.4	Aux Etats Unis	34
1.6	Exemples d'armatures en matériaux composites et d'utilisation	34
1.6.1	Barres en fibre de verre PRFV	35
1.6.2	Renforts en fibre de carbone PRFC	35
1.6.2.1	Barres Leadline	35
1.6.2.2	Torons CFCC	36
1.6.2.3	Torons NACC	37
1.6.3	Renforts en fibre d'aramide PRFA	37
1.6.3.1	Tendons ARAPREE	37
1.6.3.2	Barres Technora	37
1.6.3.3	Torons FIBRA	38
1.7	Principaux avantages et inconvénients des renforts en PRF dans les applications au béton précontraint	38
1.8	Propriétés physiques et mécaniques des renforts en PRF	40
1.8.1	Propriétés physiques	41
1.8.1.1	3-7-1-1-Densité	41
1.8.1.2	Coefficient d'expansion thermique (CET)	41
1.8.2	Propriétés mécaniques des PRF à court terme	43
1.8.2.1	Résistance en traction	44
1.8.2.2	Résistance en compression	45
1.8.2.3	Résistance au cisaillement	46
1.8.3	Propriétés des PRF à long terme	48
1.8.3.1	Le fluage	48
1.8.3.2	Relaxation	51
1.8.4	La fatigue	54
1.9	Effets de l'environnement et la durabilité des renforts en PRF	56
1.9.1	Facteurs affectant la durabilité des renforts PRF :	57
1.9.2	Effet de l'eau	58
1.9.3	Effet des chlorures	59

1.9.4	Effet des alcalins	59
1.9.5	Effet des contraintes soutenues (rupture par fluage)	62
1.9.6	Effet des rayons ultraviolets (UV)	62
1.9.7	Effet de la température	63
1.9.8	Carbonatation	64
1.9.9	Attaque par des acides	65
1.10	Adhérence des renforts PRF avec le béton	65
1.10.1	Effet d'un gradient thermique sur l'adhérence	69
1.10.2	Effet Hoyer pour les torons en PRF	69
1.11	Longueur de transfert et longueur de développement	69
1.12	Nécessité des Systèmes d'ancrage pour les torons (barres) en PRF	72
1.12.1	Les exigences d'un système d'ancrage de précontrainte	73
1.12.2	Système de clavettes	73
1.12.3	Système d'ancrage à pinces de serrage	75
1.12.4	Système d'ancrage par adhérence (manchon droit de section constante)	76
1.12.5	Système d'ancrage par adhérence (manchon profilé)	76
1.12.6	Modes de rupture des systèmes d'ancrage PRF	77
1.13	Comportement en flexion des éléments précontraints par les PRF	78
1.14	Résistance à la fatigue des poutres précontraintes par les PRF	82
1.15	Comportement des éléments précontraints par les PRF à long terme	83
1.16	Ductilité et déformabilité	84
1.16.1	L'indice de ductilité	86
1.17	Codes et guides de conception internationaux existants	88
1.18	Projets de démonstration en utilisant les renforts en PRF dans les ponts	89
1.19	Les Bétons Fibrés Ultra Performants (BFUP)	91
1.19.1	Etat des connaissances	91
1.19.2	Avantages des BFUP	92
1.19.3	Composition et principe de formulation des BFUP	93
1.19.4	Les différents types de BFUP	93
1.19.5	Traitement thermique des BFUP	93
1.20	Propriétés des BFUP	94
1.20.1	Comportement mécanique des BFUP en compression et en traction	94
1.20.2	Effets différés des BFUP	95
1.20.2.1	Retrait	95
1.20.2.2	Fluage	96
1.20.3	Durabilité des BFUP	96
1.20.4	Valorisation de la résistance des BFUP	96
1.20.5	Documents de référence	97
1.20.6	Dimensionnement des structures en BFUP	98
1.20.7	Domaines d'applications potentiels des BFUP	98
1.20.8	Exemples d'application des BFUP	98
1.21	Conclusion	102
2	Chapitre 2 : Etude de l'adhérence des joncs PRFC avec le BFUP	104
2.1	Introduction :	104
2.2	Programme expérimental	104
2.2.1	Matériaux utilisés	104
2.3	Etude de l'adhérence	108
2.3.1	Essais d'arrachement (Pullout) des joncs lisses et recouverts de sable	108
2.3.2	Résultats expérimentaux obtenus avec les joncs lisses et recouverts de sable	
	109	

2.3.2.1	Effet de la configuration de surface :	110
2.3.2.2	Effet du diamètre	113
2.3.2.3	Effet de la longueur de scellement :	115
2.3.2.4	Effet de l'âge du béton :	116
2.3.2.5	Mode de rupture :	117
2.3.3	Essais d'arrachement (Pullout) des joncs usinés.....	118
2.3.4	Résultats expérimentaux obtenus pour les joncs usinés.....	121
2.3.4.1	Cas d'usinage oblique :	121
2.3.4.2	Cas de l'usinage courbe :	122
2.3.4.3	Cas d'usinage courbe en spirale :	125
2.3.5	Essai d'adhérence par flexion (Beam test).....	127
2.3.5.1	Résultats des essais de flexion et comparaison avec les essais d'arrachement 129	
2.4	Conclusion.....	130
3	Chapitre 3 : Mise en précontrainte des poutres en BFUP par PFRC	131
3.1	Mise en tension des joncs carbone	131
3.1.1	Développement d'un système d'ancrage par adhérence	131
3.1.2	Étude expérimentale	133
3.1.2.1	Préparation des spécimens d'ancrage	136
3.1.2.2	Dispositif d'essais et l'instrumentation.....	137
3.1.3	Résultats et discussions	139
3.1.3.1	Système d'ancrage mono-jonc.....	139
3.1.3.2	Système d'ancrage multi-joncs	141
3.1.4	Choix de système d'ancrage pour l'application de la précontrainte	143
3.1.5	Conclusions	143
3.2	Étude de la longueur de transfert pour la précontrainte par joncs PFRC.....	144
3.2.1	Essais de détermination des longueurs de transfert.....	145
3.2.1.1	Mesure de la variation de la déformation du béton.....	145
3.2.2	Corps d'épreuve	145
3.2.3	Matériaux utilisés	146
3.2.3.1	Dimensions des poutres.....	146
3.2.3.2	Lit de précontrainte	147
3.2.3.3	Dimensionnement de la précontrainte.....	148
3.2.3.4	Fabrication des poutres précontraintes	150
3.2.3.5	Traitement thermique des poutres précontraintes	152
3.2.4	Procédure expérimentale	153
3.2.4.1	Résultats des longueurs de transfert.....	154
3.2.4.2	Risque de fissuration due au transfert de la précontrainte	159
3.2.4.3	Estimation des longueurs de transfert	160
3.2.5	Conclusion.....	163
4	Chapitre 4 : Comportement en flexion des poutres en BFUP précontraintes à l'aide de joncs PFRC	164
4.1	Programme expérimental	164
4.1.1	Rappel des propriétés des matériaux et des corps d'épreuve	164
4.1.1.1	Dispositif.....	165
4.1.1.2	Instrumentation.....	165
4.1.1.3	Chargement	166
4.2	Résultats expérimentaux	166
4.2.1	Comportement global des poutres précontraintes par des joncs carbone.....	167
4.2.2	Comparaison des poutres précontraintes et non précontrainte :	172

4.2.3	Comparaison avec les poutres précontraintes par du toron d'acier.....	173
4.2.3.1	Relation charge -flèche.....	174
4.2.3.2	Comportement à la fissuration	176
4.2.3.3	Comparaison avec la poutre précontrainte par jonc carbone usiné.....	179
4.2.4	Effet du traitement thermique	180
4.2.4.1	Poutre précontrainte par toron en acier	180
4.2.4.2	Poutre précontrainte par un jonc carbone 8 mm	182
4.2.4.3	Poutre précontrainte à l'aide de trois joncs carbone 8 mm	183
4.3	Ductilité (ou déformabilité) des poutres précontraintes.....	185
4.4	Conclusions	189
5	Chapitre 5 : Modélisation analytique et numérique	191
5.1	Modélisation de l'adhérence des joncs carbone avec le BFUP.....	191
5.1.1	Équation différentielle gouvernant le mécanisme d'adhérence	191
5.2	Simulation numérique de l'adhérence par EF	199
5.3	Calcul des poutres précontraintes par des joncs en PFRC	202
5.3.1	Calcul d'une section non fissurée de la poutre (section homogène).....	203
5.3.2	Pertes de la précontrainte	206
5.3.2.1	Pertes immédiates.....	207
5.3.2.2	Pertes différées	208
5.3.3	Calcul des charges de fissuration en flexion des poutres précontraintes :	212
5.3.4	Calcul les poutres précontraintes aux états limites ultimes (sections fissurées) :	213
5.3.4.1	Approche de calcul (taux de renforcement équilibré).....	213
5.3.4.2	Prédiction de charge ultime des poutres précontraintes sous-renforcé ($\rho < \rho_{eq}$)	215
5.3.4.3	Prédiction de charge ultime des poutres précontraintes sur-renforcées ($\rho > \rho_{eq}$)	216
5.3.5	Calcul la résistance des poutres précontraintes à l'effort tranchant :	218
5.3.6	Calcul de la flèche ultime à la rupture des poutres (section fissurée) :	221
6	Conclusions et perspectives	224
7	Références	230

1 Chapitre 1 : Étude bibliographique

1.1 Introduction

Les renforts en PRF présentent d'excellentes propriétés qui peuvent leur permettre de remplacer les renforts en acier dans les structures en béton. Cependant, une évaluation de la performance des éléments en béton armé et précontraint par les PRF se doit d'être faite avant d'utiliser ces renforts pour des applications en génie civil à grande échelle. De nombreuses recherches ont été menées au cours des trente dernières années pour examiner la pertinence d'une utilisation des PRF pour la précontrainte. Les résultats obtenus laissent envisager que le remplacement de l'acier par les PRF peut conduire à une technologie prometteuse pour éliminer le problème de la corrosion. (McKay et al. 1993, Fam et al. 1997, et Naaman et al. 1993).

Ce chapitre constitue une revue aussi exhaustive que possible des travaux de la littérature portant sur les principales propriétés des PRF, propriétés qui influencent leur utilisation croissante dans le domaine du génie civil. Nous commençons par présenter les travaux de recherche qui ont étudié le comportement des éléments en béton précontraint par des PRF, en tenant compte du comportement de l'adhérence, du comportement en flexion à court terme et à long terme, du comportement à la fatigue, de la durabilité et des modes de ruptures. Les systèmes d'ancrage développés pour les renforts de précontrainte en PRF et les guides de conception sont ensuite détaillés. Enfin, nous finissons par exposer les propriétés et les applications des BFUP.

1.2 Le béton précontraint, avantages et problèmes de durabilité

Les premières inventions dans le domaine du béton précontraint remontent à la fin du 19^e siècle. Toutefois, son développement ne se confirme qu'à la fin des années 1940 et au début des années 1950 (Leonhardt 1964). En France, Eugène Freyssinet a effectué des essais au début des années 1900 en utilisant des câbles de précontrainte en acier pour palier à l'insuffisance de résistance en traction des structures en béton (Freyssinet 1926). Ceci l'amène à croire que la précontrainte peut-être une solution pratique si l'on peut disposer d'acier à haute résistance et de béton de haute qualité. En 1928, il dépose son premier brevet qui établit les bases du béton précontraint par pré-tension (Freyssinet 1959). Par la suite, l'utilisation du béton précontraint s'est généralisée, allant de la construction préfabriquée précontrainte (bâtiments et ponts de petites portées) à la construction en béton précontraint par post-tension dans le domaine des grands ponts et grands ouvrages.

La précontrainte est employée pour empêcher la fissuration aux charges de service et permettre de franchir des grandes portées. Elle permet de réaliser des sections plus minces aidant ainsi à réduire la charge morte de la structure. Pour des applications de post-tension, la force de précontrainte se transmet au béton par l'ancrage aux deux extrémités de la structure. Cet ancrage se compose d'un système mécanique à fixer directement sur le béton. Pour la pré-tension, la force de précontrainte se transmet au béton par adhérence entre les torons en acier et le béton le long d'une longueur appelée longueur de transfert.

Les applications typiques de la précontrainte incluent des poutres de pont, des panneaux de construction, des réservoirs de stockage d'eau, des piles préfabriquées, des centrales nucléaires etc. La durée de vie souhaitée d'un pont est de l'ordre de 100 ans mais, elle peut se trouver écourtée à cause des nombreuses pathologies existantes. La pathologie structurelle issue des erreurs de conception lors du dimensionnement ou lors de l'exécution, des défauts de résistance à l'effort tranchant ou en flexion dus au chargement excessif, ainsi que celle liée à la fatigue de la structure sous chargement cyclique sont à l'origine de la diminution de la durée de vie théorique d'un pont. Par ailleurs, la corrosion des câbles et torons en acier est la principale cause de pathologie et de défaillances prématurées des structures en béton précontraint, entraînant des coûts importants pour l'inspection, l'entretien, la restauration et le remplacement d'infrastructures dans le monde.

Le béton contient des hydroxydes de calcium, de sodium et de potassium créant des solutions eau interstitielle avec une valeur de pH d'environ 13. Cette forte alcalinité entraîne la formation d'une couche de passivation d'oxyde sur la surface de l'armature d'acier empêchant un contact direct avec l'eau et l'oxygène et, par conséquent, la protégeant contre la corrosion. La dépassivation se produit par carbonatation du béton, pénétration des ions chlorure et d'acide sulfurique qui conduit à la corrosion de l'acier. La corrosion de l'acier génère une augmentation du volume de la barre, entraînant des détériorations du béton et de l'acier. La carbonatation est le problème de durabilité le plus courant. Le taux de la carbonatation dépend du rapport E/C (eau/ciment) du béton, du type de ciment, du processus de durcissement, de l'humidité et de la concentration en CO_2 . L'attaque par des ions chlorures est observée dans des structures en béton armé, telles que les structures en milieu marin, les piscines, les ponts en béton situés dans les régions froides ou les ions chlorures sont apportés par le vent, l'eau salée ou directement par des sels de déglacage. Les structures en béton peuvent également être exposées aux cycles thermiques (chauffage-refroidissement), cycles de gel-dégel et de séchage-desséchage qui favorisent la dégradation du béton et de l'acier par la corrosion.

Les codes de la construction prescrivent un enrobage suffisant des armatures en acier pour contrôler la largeur des fissures dans le béton et réduire la perméabilité, tandis que l'alcalinité du ciment augmente avec le temps. Cependant, les actions environnementales sont implacables et tôt ou tard les propriétés alcalines de l'enrobage en béton sont réduites conduisant à la corrosion et l'écaillage de béton (Holland 1997) (figure 1.1). Dans le cas du système de post-tension il est nécessaire d'injecter un coulis pour

protéger les câbles d'acier et il a parfois été constaté que la gaine n'était pas correctement injectée. Il en résulte dans ce cas la naissance de poches où l'eau peut s'accumuler.

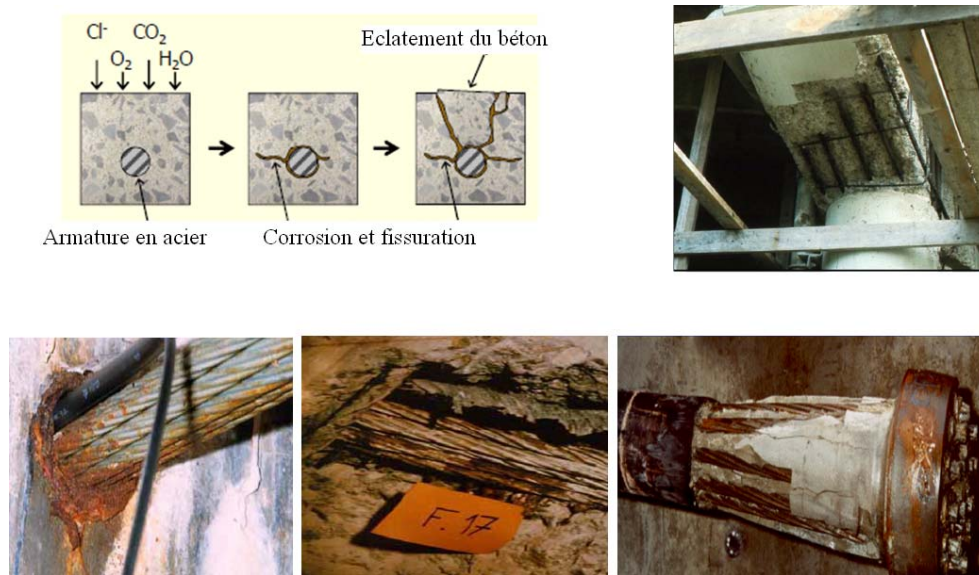


Fig.1.1 Torons de précontrainte et système d'ancrage attaqués par la corrosion

La protection cathodique des armatures et l'utilisation d'armatures revêtues d'une couche époxyde, galvanisée ou inoxydable ne constituent pas toujours des solutions efficaces ou rentables. Face à ce problème, le remplacement des armatures en acier par des armatures en polymère renforcé de fibres (PRF) s'est révélé être une technique prometteuse pour s'affranchir de la corrosion et prolonger la durée de vie de l'ouvrage d'art et de l'infrastructure. Les armatures en PRF constituent d'ailleurs une solution avantageuse et économique dans beaucoup de cas notamment quand le coût de la réparation dépasse le coût de la reconstruction. Les barres en PRF sont maintenant commercialement disponibles comme armature pour le béton et cela depuis une vingtaine d'années et plus de 10 millions de mètres linéaires sont aujourd'hui utilisés dans la construction chaque année (Pilakoutas et al. 2000). La raison principale de leur utilisation est liée à la durabilité, mais aussi à d'autres propriétés telles que leur neutralité électromagnétique, leur haute résistance et leur faible masse volumique comme nous allons le voir par la suite.

1.3 Les renforts en matériaux composites

Durant les dernières décennies, de nombreuses recherches sur les nouveaux matériaux ont conduit au développement des matériaux composites à base de fibres. Au début, les champs d'application de ces matériaux étaient réduits à l'aéronautique et l'industrie aérospatiale. Leur champ d'application s'est ensuite élargi à l'industrie automobile, ferroviaire, robotique, maritime et plus récemment au génie

civil. Dans le domaine du génie civil, les composites unidirectionnels sont les plus couramment utilisés.

Les barres de polymère renforcé de fibre (PRF) sont constituées de fibres continues à haute résistance et rigidité élevée imprégnées d'une résine polymère de faible module. Ces fibres déterminent la résistance et la rigidité des PRF dans le sens longitudinal. La matrice polymérique est nécessaire pour lier les fibres et protéger leur surface contre les dommages lors de la manipulation et la fabrication et, pour transférer les efforts aux fibres. La matrice doit être chimiquement et thermiquement compatible avec les fibres et joue un rôle important dans le contrôle du comportement global contrainte-déformation du PRF et de sa résistance aux environnements agressifs.

Le comportement mécanique des matériaux composites dépend de plusieurs facteurs: le type de fibres, la fraction volumique de fibres et le type de matrice.

1.3.1 Les fibres

Les fibres sont les renforts qui fournissent la résistance au matériau composite. Une fibre est constituée de plusieurs filaments élémentaires dont les diamètres varient entre 5 μm et 25 μm suivant le type de fibres (verre, carbone, aramide,...). Les exigences structurelles et fonctionnelles souhaitables des fibres dans les matériaux composites sont un module d'élasticité élevé, une haute résistance et une bonne elongation à la rupture en traction, une bonne répartition des efforts entre les différentes fibres, la stabilité des propriétés lors de la manipulation et la fabrication, l'uniformité du diamètre des fibres et de la surface, une dureté élevée, la durabilité et un coût acceptable. Les fibres les plus couramment utilisées pour fabriquer les renforts en PRF sont en verre, carbone, aramide (Wallenberger et al. 2001, Walsh 2001, Chang et al. 2001). Depuis peu, les fibres de basalte sont également commercialisées. Toutes ces fibres ont un comportement élastique linéaire en traction jusqu'à la rupture (Hollaway 1993). Les fibres de carbone et d'aramide sont anisotropes avec des propriétés mécaniques et thermiques différentes suivant les axes d'orthotropie alors que les fibres de verre et de basalte sont isotropes (Gay et al. 2003, Gibson 1994).

1.3.1.1 Les fibres de verre

Les fibres de verre sont les fibres les plus utilisées comme renfort de composites à matrice polymère. Ceci est principalement dû à leur faible coût, leur disponibilité, leur facilité de mise en oeuvre, leur haute résistance et leur excellente propriété d'isolation. Le verre fondu peut être étiré en filaments continus qui sont regroupés en mèches. Le revêtement des fibres de verre réalisé à l'aide d'un agent de couplage fournit une couche souple à l'interface, améliore la liaison et réduit les vides dans le matériau (minimisation des dommages dus à l'abrasion). (Benzarti, K et al. 2001).

Les différents types de fibres de verre, classés selon leurs applications spécifiques, sont :

- * Verre-E (Electrical) possédant d'excellentes propriétés d'isolation électrique (le moins cher).
- * Verre-S (Strength) ayant de très hautes résistances et rigidité à la traction (le plus cher).
- * Verre-C (Chimical) stable chimiquement dans les environnements acides.
- * Verre-AR (Alkali-Resistant) utilisé pour prévenir la corrosion par l'attaque alcaline dans des matrices cimentaires (fabriqué en ajoutant de zirconium).

La résistance à la traction des fibres de verre se réduit aux températures élevées, mais peut être considérée comme constante pour la gamme de températures à laquelle les matrices polymères peuvent être exposées. La résistance à la traction diminue également avec la corrosion chimique et avec le temps sous des charges soutenues.

1.3.1.2 Fibres d'Aramide

Aramide est un terme générique pour un groupe de fibres organiques de faible densité et résistances spécifiques (rapport résistance en traction / densité) parmi les plus élevées parmi les fibres de renfort courantes. Les fibres d'aramide sont caractérisées par une haute résistance, une rigidité élevée et une stabilité vis-à-vis des hautes températures. Les fibres d'aramide ont un coefficient d'expansion thermique négatif suivant la direction longitudinale et positive suivant la direction radiale. La température d'utilisation typique pour les fibres d'aramide varie entre -200°C et +200°C.

Trois types de fibres d'aramide sont commercialement disponibles portant les marques de fabricants telles que :

- * Kevlar (Dupont, USA).
- * Twaron (Akzo, Pays-Bas).
- * Technora (Teijin, Japon).

Des fibres d'aramide SVM sont également produites en Russie. Les fibres de Kevlar sont produites par extrusion de la solution liquide cristalline du polymère avec les molécules partiellement orientées. Il existe plusieurs types de fibres Kevlar: Kevlar 29 (utilisé dans les composites), le Kevlar 49 (utilisé dans les plastiques renforcés) et de Kevlar 149 (présentant le module de traction le plus élevé parmi toutes les fibres d'aramide disponibles). La résistance à la compression des fibres de Kevlar est inférieure de 20% à la résistance à la traction. Le Kevlar 49 a un comportement fragile en traction, ductile sous charge en compression et, peut absorber de l'énergie. Les fibres Kevlar ont une très bonne résistance à la fatigue en traction, affichant un faible fluage et elles peuvent résister à des températures relativement élevées. La résistance et le module des fibres Kevlar diminuent de façon linéaire lorsque la température augmente, mais, conservent plus de 80% de leur résistance initiale à 180 °C. Les fibres de Kevlar absorbent de l'eau, la quantité d'eau absorbée dépendant du type de la fibre. Elles sont sensibles aux rayons ultraviolets (UV). À haute teneur en humidité, les fibres de Kevlar ont tendance à se fissurer (fissuration générée par les micro-vides préexistants) et à produire une fissure longitudinale.

Ces fibres sont résistantes à de nombreux produits chimiques, mais elles peuvent être dégradées par certains acides et alcalins.

1.3.1.3 Fibres de carbone

La plupart des fibres de carbone sont produites par la décomposition thermique du polyacrylonitrile (PAN). Le procédé de fabrication de ce type de fibre consiste à une oxydation à des températures de l'ordre 200-300°C, à différentes étapes de carbonisation (1000-1500°C et 1500-2000°C) et enfin à une graphitisation (2500-3000°C). Les fibres de carbone sont caractérisées par leur haut module d'élasticité, leur haute résistance, leur rigidité spécifique (rapport rigidité/densité) élevée, leur faible coefficient d'expansion thermique (CET) longitudinal, leur faible sensibilité aux charges de fatigue, une excellente résistance aux agents chimiques et à l'humidité. Le module d'élasticité et la résistance des fibres de carbone sont stables lorsque la température augmente. Cependant, les fibres de carbone ont une faible résistance à l'impact à cause de leur faible déformabilité et un coût élevé (10 à 30 fois plus que le verre-E). Ce coût élevé provient du prix élevé des matières premières et de la complexité du processus de la carbonisation et de la graphitisation.

Les fibres de carbone peuvent être classées comme suit :

- Selon le type de précurseur :

- *Fibres isotropiques "PITCH" caractérisées par un module élastique élevé.

- *Fibres polyacrylonitrile "PAN" caractérisées par une résistance ultime et un coût très élevés.

- Selon les propriétés physiques et mécaniques :

- *Module élastique élevé (HM).

- *Haute résistance (HR).



Fig.1.2 Plusieurs types de fibres et de produits en PRF

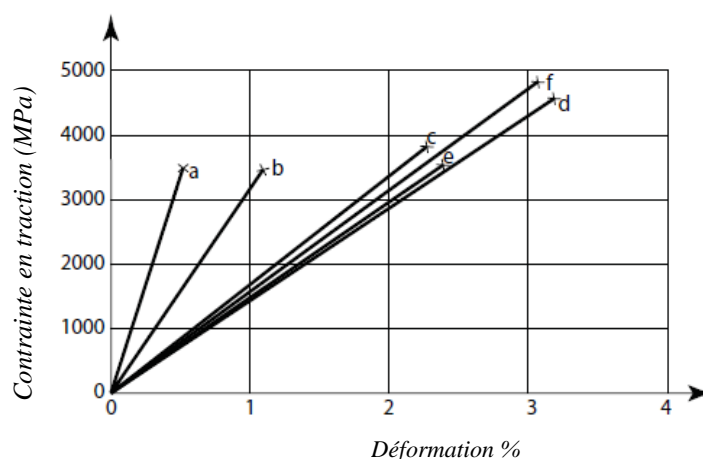


Fig.1.3 Comportement des fibres typiques :a) carbone HM, b) carbone HS,c) Kevlar49,d) verre-S, e) verre-E, f) Basalte

La figure 1.2 montre les différentes fibres commercialisées les plus utilisées actuellement dans l'industrie des renforts composites alors que la figure 1.3 et le tableau 1.1 donnent les propriétés mécaniques de ces fibres.

Type de fibres	densité	Résistance en traction	Module d'Young	Déformation à la rupture	coefficient d'expansion thermique	Coefficient de Poisson
	Kg/m3	MPa	GPa	%	10-6°C	
Verre						
Verre-E	2500	3450	72.4	2.4	5	0.22
Verre-S	2500	4580	85.5	3.3	2.9	0.22
Verre-AR	2270	1800-3500	70-76	2-3	-	-
Verre-C (ECR)	2620	3500	80.5	4.6	6	0.22
Carbone						
Carbone (HM)	1950	2500-4000	350-650	0.5	De -1.2 à -0.1	0.2
Carbone (HR)	1750	3500	240	1.1	De -0.6 à -0.2	0.2
Aramide						
Aramide (Kevlar29)	1440	2760	62	4.4	-2	0.35
Aramide (Kevlar49)	1440	3620	124	2.2	-2	0.35
Aramide (Kevlar149)	1440	3450	175	1.4	-2	0.35
Aramide (Technora H)	1390	3000	70	4.4	-6	0.35
Aramide (SVM)	1430	3800-4200	130	3.5	-	-
Basalte						
Basalte (Albarrie)	2800	4840	89	3.1	8	-

Tableau 1.1 Propriétés typiques des différentes fibres utilisées dans les renforts en PRF

1.3.2 Les matrices

Les fibres sont liées entre elles par un liant appelé matrice. Cette dernière permet le transfert et la répartition des efforts dans les fibres. De plus, cette matrice assure la stabilité dimensionnelle du produit et protège les fibres de l'abrasion et des agents chimiques et physiques auxquels elles peuvent être exposées. D'autre part, la matrice joue un rôle très important pour résister au cisaillement, aux forces transversales et aux forces de compression. La matrice représente généralement 30 à 60% en volume d'un matériau composite. Il existe deux catégories de base de matrices polymères utilisées dans les matériaux composites PRF: les résines thermodurcissables et les résines thermoplastiques. Les résines thermodurcissables ont une faible viscosité initiale permettant d'obtenir une fraction volumique de fibres élevée. Le retrait volumique varie entre 4% pour l'époxy à 8% pour le polyester lors du durcissement. L'existence d'un retrait différentiel entre les fibres et la résine génère des

contraintes internes en entraînant des fissurations, un mauvais alignement de fibres et une imprécision dimensionnelle.

Les critères de choix d'une matrice sont en général ; La rigidité, la résistance mécanique, la dureté, les conductibilités thermique et électrique, le retrait chimique durant la transformation, la capacité à imprégner et à lier les fibres et la sensibilité aux facteurs environnementaux.

Le retrait volumique est problématique du fait de la différence des coefficients d'expansion thermique des fibres et de la matrice. Les températures de transformation varient entre 20°C et 320°C. Durant le refroidissement, le matériau est soumis à des contraintes résiduelles significatives. Ainsi, la différence des coefficients d'expansion thermique ajoutée au retrait chimique peuvent occasionner des fissurations au voisinage des fibres. Différentes étapes de refroidissement peuvent être utilisées pour contrôler le développement des contraintes résiduelles. Une autre approche utilisée pour minimiser les contraintes résiduelles est de réduire le retrait chimique et thermique de la résine en ajoutant des fillers stables et relativement rigides comme les particules de silice.

L'une des propriétés essentielles des polymères est l'existence d'une température de transition vitreuse qui est la température à partir de laquelle le polymère passe de l'état solide à l'état caoutchouteux (100-180°C selon le type de résine). Les propriétés mécaniques diminuent à l'approche de ce seuil de température (Hancox N.L. et al. 1994). Concernant les applications de génie civil, les résines thermodurcissables les plus utilisées sont les polyesters, les époxydes et vinylesters. Les propriétés typiques des matrices thermodurcissables sont présentées dans le tableau 1.2.

1.3.2.1 Résines polyesters

Les résines polyesters sont des liquides de faible viscosité à base de polyesters insaturés. Elles sont obtenues par réaction d'un acide carboxylique (ou l'un de ses dérivés) avec un alcool donnant l'ester. La première résine polyester insaturée a été produite par Ellis et Rust en 1940 (Seymour R.B. 1987). Les résines polyesters sont largement utilisées pour fabriquer des profilés pultrudés en PRF pour des applications aux structures de génie civil et également pour produire des renforts béton. Les trois principales résines polyesters sont les résines orthophthamiques, isophthamiques et isophthamiques néo pentyle glycole (iso-NPG). Ces trois types de résine forment la base de la plupart des résines. La différence majeure entre ces trois groupes vient de leur élongation à la rupture, dureté, propriétés d'impact et température de distorsion à la chaleur.

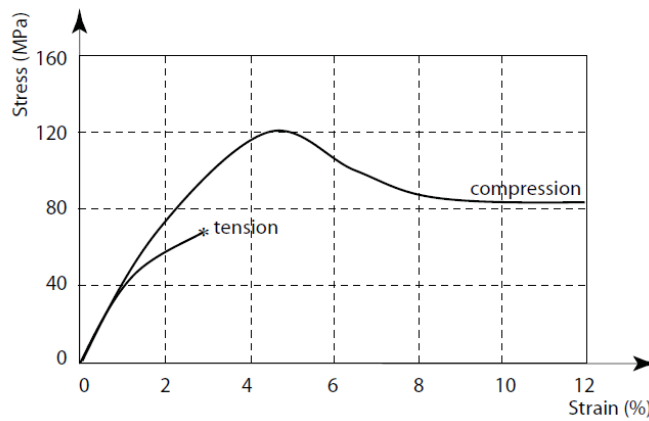


Fig. 1.4 Comportement général de la résine polyester

Les avantages de ce type de résine sont : une bonne stabilité dimensionnelle, un bon module d'élasticité, la facilité de mise en œuvre, un faible coût de production et une bonne résistance chimique à la température ambiante. Les principaux inconvénients des résines polyesters sont leur retrait volumétrique élevé, leur sensibilité à la fissuration au choc et à la vapeur, leur faible résistance à la lumière par les rayons ultraviolets (UV) et leur aptitude à l'inflammabilité. Ce retrait volumétrique peut être réduit par l'ajout d'un composant thermoplastique. La figure 1.4 donne les courbes typiques de contrainte-déformation obtenues pour une matrice polyester testée en traction et compression. Le graphique montre une relation non linéaire, résultant de la nature viscoélastique du matériau.

Les avantages de ce type de résine sont : une bonne stabilité dimensionnelle, un bon module d'élasticité, la facilité de mise en œuvre, un faible coût de production et une bonne résistance chimique à la température ambiante. Les principaux inconvénients des résines polyesters sont leur retrait volumétrique élevé, leur sensibilité à la fissuration au choc et à la vapeur, leur faible résistance à la lumière par les rayons ultraviolets (UV) et leur aptitude à l'inflammabilité. Ce retrait volumétrique peut être réduit par l'ajout d'un composant thermoplastique. La figure 1.4 donne les courbes typiques de contrainte-déformation obtenues pour une matrice polyester testée en traction et compression. Le graphique montre une relation non linéaire, résultant de la nature viscoélastique du matériau.

1.3.2.2 Résines époxydes

Le terme de résine époxyde définit une classe de résines thermodurcissables qui fait intervenir une polymérisation irréversible. De petites quantités d'agents réactifs de durcissement (précurseurs) sont alors ajoutées à la résine liquide pour initier la polymérisation. La première résine époxyde a été produite par Schlack en 1939 (Seymour R.B.1987). Les résines époxydes sont utilisées dans un grand nombre de produits en PRF destinés aux applications dans le génie civil. La plupart des bandes composites en fibres de carbone utilisées dans le renforcement des structures en béton armé est fabriquée avec des résines époxydes. Les résines époxydes sont également utilisées dans la fabrication des renforts et câbles de précontrainte en PRF. Les principaux avantages des résines époxydes sont des

propriétés mécaniques élevées (en traction, compression, flexion, et fluage), une excellente résistance chimique (résistance élevée à la corrosion), une neutralité électrique, une température de transition vitreuse élevée, une faible absorption de l'eau, un faible retrait au moulage, et une bonne adhérence à une grande variété de fibres. Ses inconvénients sont un coût élevé, une faible résistance aux chocs et un temps de polymérisation long (entraînant des difficultés de traitement des grands profils pultrudés FRP) et une sensibilité à la fissuration. Les comportements et caractéristiques mécaniques typiques de l'époxy sont donnés dans le Tableau 1.2 et la figure 1.5.

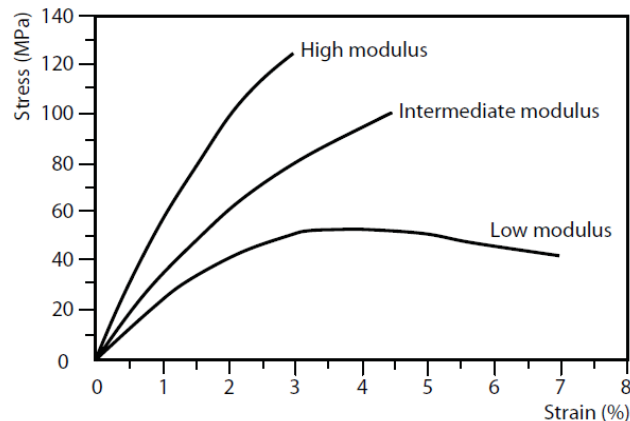


Fig. 1.5 Comportement de la résine époxyde en fonction du type de module

1.3.2.3 Résines vinylesters

Les résines vinylesters se sont développées dans les 20 dernières années et sont devenues des résines polymères attrayantes pour la fabrication des produits en PRF utilisés dans le domaine du génie civil. La résine vinylester est obtenue par addition d'un acide carboxylique sur une résine époxyde. Par conséquent, cette résine tend à posséder les propriétés physiques cumulées des résines époxy et résines polyester. Les deux principaux groupes de résines époxydes utilisées pour produire les résines vinylesters sont le bisphénol A et novolaque (Starr T. 2000). Elles sont utilisées pour les pultrudés et les renforts composites en fibres de verre. Elles présentent certaines caractéristiques intéressantes des résines époxydes telles que la résistance chimique (aux acides, bases, solvants et peroxydes) et une bonne résistance à la traction, ainsi qu'une basse viscosité et une facilité de traitement durant la fabrication (durcissement rapide) caractéristique des résines polyesters (Blankenship L.T. et al. 1989). Aujourd'hui, il y a une grande variété de résines vinylesters disponibles pour des applications nécessitant des températures allant jusqu'à 170°C. Les résines vinylesters sont utilisées pour la fabrication de la majorité des barres d'armature en PRF vendues dans le monde et sont largement utilisées pour la fabrication des profilés pultrudés en PRF. Elles remplacent généralement les résines polyesters pour les produits PRF utilisés pour la construction en raison de leur grande durabilité environnementale en milieu alcalin. L'inconvénient des résines vinylesters est leur retrait volumique élevé compris entre 5 et 10% et leur adhérence plus faible que celle des résines époxydes. Les

propriétés typiques de ces résines sont données dans le tableau 1.2 pour tous les types de résines commercialisées.

Propriétés	Matrice		
	Polyester	Epoxy	vinylester
Densité (kg/m ³)	1200-1400	1200-1400	1150-1350
Résistance en traction (MPa)	34.5-104	55-130	73-81
Module d'Young (GPa)	2.1-3.45	2.75-4.1	3-3.5
Coefficient de Poisson	0.35-0.39	0.38-0.4	0.36-0.39
Coefficient d'expansion thermique (10 ⁻⁶ /°C)	55-100	45-65	50-75

Tableau 1.2 Propriétés typiques des différentes résines thermodurcissables utilisées dans les renforts PRF

1.4 Processus de fabrication des armatures en matériaux composites PRF

Il y a trois principaux types de processus de fabrication pour les PRF : la pultrusion, le tressage et le filament (enroulement filamentaire). Les barres d'armature en matériaux composites sont produites en général à l'aide du procédé de pultrusion. Le procédé de pultrusion fournit des structures de section constante qui pourraient être de longueur illimitée telles que, les barres, les câbles, les poutres de section en I et L. Ce procédé consiste à lier les fibres, les imprégner à l'aide d'un mélange de résine et les faire passer à travers un moule de préformage. Les températures de mûrissement se situent normalement entre 110°C et 180°C. Lorsque l'armature sort de la filière, elle passe dans une filière de polymérisation où la résine durcit (figure 1.6). Des arrangements spéciaux de fibres ou une combinaison de deux ou plusieurs types de fibres de renfort peuvent être utilisés pour conférer au matériau composite des propriétés mécaniques spécifiques. D'autres procédés de fabrication peuvent être utilisés telle que la méthode de tressage (Braiding) pour produire des torons tressés. Ce processus de tressage implique le tressage des fibres suivi d'une imprégnation de résine et du durcissement.

Les traitements de surface du produit brut sont essentiels pour donner une bonne adhérence avec le béton. La manière la plus facile d'augmenter l'adhérence est d'appliquer un revêtement de sable sur la surface du renfort. Le revêtement de sable peut contenir des particules de sable fin ou d'oxyde d'aluminium noyées dans une résine à haute résistance. Une autre possibilité pour augmenter la capacité à l'adhérence peut être le placement d'indentations ou de nervures à la surface. Celles-ci peuvent être réalisées à l'aide des enroulements en spirale de faisceaux de fibres noyées dans résine et collées sous pression ou des nervures en céramique de formes semblables à celle des renforts conventionnels en acier. Les nervures et les enroulements peuvent améliorer l'action mécanique entre le renfort et le béton, ce qui augmente l'adhérence. La liaison adéquate entre les couches de traitements post-installées et les couches internes du renfort de PRF a une grande importance. La rupture par arrachement ou cisaillement de couches externes doit être évitée. Le traitement de surface du renfort par des enroulements ou des nervures peut être aussi combiné avec un revêtement de sable.

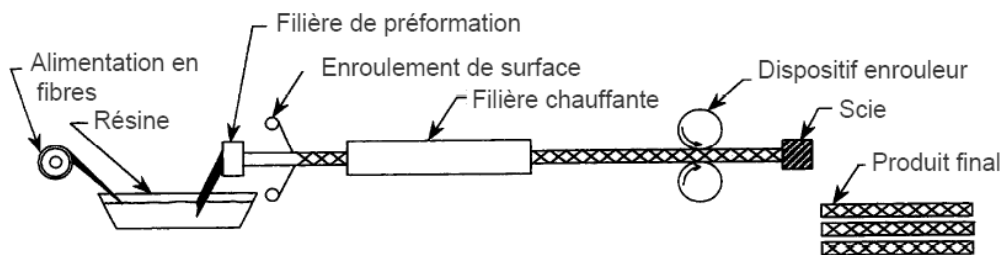


Fig.1.6 Procédé de pultrusion

1.5 Applications des PRF dans le génie civil

Des produits composites en PRF ont été utilisés la première fois dans les années 1950 pour réadapter et renforcer extérieurement des structures en béton. Mais, l'utilisation des PRF dans le béton précontraint a évolué principalement pendant les trois dernières décennies. On a pu observer un grand nombre d'applications des produits en PRF en Europe et en Asie entre la fin des années 70 et le début des années 80. Le premier pont dans le monde a été construit à l'aide de torons en composite PRFC en Allemagne en 1986, (Meier 1992, ACI 440.1R-2001). De nombreux ponts piétonniers en PRF ont été installés aux Etats-Unis et en Ecosse à partir de 1992. Au Canada, deux ponts ont été construits à l'aide des tendons PRF. Le premier a été réalisé en 1993 à Calgary et le deuxième en 1998 à Manitoba. Au Japon, la recherche et le développement dans le domaine des renforts PRF a commencé en 1980. Dans le monde, les activités de recherche portant sur les PRF peuvent être résumées comme suit :

1.5.1 En Europe

Les activités de recherche sur des armatures de fibre de verre PRFV ont commencé en Allemagne dans les années 70. En 1978, une collaboration entre l'entrepreneur allemand Strabag-Bau et le producteur chimique allemand Bayer a eu comme conséquence l'apparition des torons en PRFV et un système d'ancrage pour des applications de post-tension. Ces torons ont été incorporés dans plusieurs ponts en

Allemagne et en Autriche. Cependant, après diverses étapes de transition, Strabag a arrêté ses activités dans ce domaine au début des années 1990. Aux Pays Bas, en 1983, un producteur chimique AKZO et un entrepreneur HBG (Hollandsche Beton Groep) ont conjointement développé des éléments précontraints avec des fibres d'aramide (PRFA).

L'un des projets, financièrement soutenu par la communauté européenne, est le projet BRITE/EURAM, intitulé "Fiber Composite Elements and Techniques as Non-Metallic Reinforcement for Concrete". Il a commencé en 1991 et s'est fini en 1996. Un autre projet "EUROCRETE", programme de recherche partagé entre des pays Européens et des partenaires européens a commencé en 1993 et s'est achevé en 1997. Ce projet avait pour buts le développement de matériaux, la recherche sur la durabilité en environnements agressifs, la détermination du comportement structurel, l'élaboration d'un guide de conception et des études technico-économiques. Un autre projet intitulé "Development of Guidelines for the Design of Concrete Structures, Reinforced, Prestressed or Strengthened with Advanced Composites," a été mené entre 1997 et 2001. Ce projet était constitué d'un réseau de chercheurs de 11 équipes de neuf pays européens différents. Ce réseau est venu renforcer la FIP (fédération internationale pour le béton précontraint) et, surtout, le groupe 9.3 pour développer des recommandations de conception. Au niveau européen, le guide unifié de conception pour l'utilisation des renforts en PRF est en cours de développement. Le groupe appelé TG 9.3 a été établi dans ce but en 1996 avec le comité euro-international du béton (CEB). Depuis la fusion du CEB et de la FIP en 1998, le groupe TG 9.3 a été intégré dans la Fédération Internationale pour les structures du Béton (FIB). Aujourd'hui le groupe est constitué d'environ 60 membres, représentant la plupart des universités européennes, instituts de recherche, compagnies industrielles travaillant dans le domaine du renfort en composite et des membres du Canada, du Japon et des Etats-Unis. Les principaux objectifs du TG 9.3 sont :

1. Elaborer des guides de conception basés sur le format des codes CEB - FIP et Eurocode 2
2. Etablir des bases de données matériaux en s'appuyant sur des travaux déjà réalisés ou en cours et définir des méthodes d'essais.
3. Participer aux forums internationaux dans le domaine du renfort par matériaux composites (PRF), pour développer l'utilisation de PRF pour les structures en béton.
4. Conseiller sur l'exécution pratique des structures en béton armé/précontraint par PRF.

1.5.2 Au Japon

Les études portant sur la recherche et développement des renforts en PRF ont débuté en 1980 au Japon pour notamment proposer des solutions à base de PRF pour la résistance sismique dans la construction de bâtiments. Le ministère de la construction a conduit en 1988 plus de 30 études expérimentales sur ces matériaux à l'institut de recherche du bâtiment dans un projet complet de développement technologique intitulé "Technological Development of New Construction Materials." Le comité de

recherche pour les PRF a été formé sous l'égide de l'association Japonaise de génie civil (JSCE) en 1989. Par la suite, le premier guide de conception dans le monde pour les bâtiments en béton armé/précontraints en PRF a été établi en 1993. La version japonaise du guide a été éditée en 1995, alors que la version anglaise (Sonobe 1997) est publiée depuis 1997.

1.5.3 Au Canada

La détérioration des ponts, causée par une utilisation massive de sels de déglacage a conduit à un vaste programme de recherche dans le but de développer des technologies de réhabilitation et de renforcement des structures de génie civil. Le comité canadien de génie civil pour la technique des matériaux composites avancée (ACM) a été formé en 1989. Ce comité a d'abord organisé une mission technique en Europe en 1991 sur les applications des PRF en génie civil. Des conférences portant sur les matériaux composites utilisés dans les ponts et les structures ont été ensuite organisées [(ACMBS) en 1992 à Sherbrooke, (ACMBS-II) à Montréal en 1996 et (ACMBS-III) en 2000 à Ottawa)].

L'ISIS Canada, qui regroupe les centres d'excellence sur les innovations en structures avec systèmes de détection intégrés (Intelligent Sensing for Innovative Structures), est un réseau de plus de 200 chercheurs qui a été formé en 1995. Les chercheurs d'ISIS ont développé en 2001 des guides de conception pour le béton armé de PRF et le renforcement des bâtiments et ponts au Canada. Un grand nombre de recherches menées dans les universités canadiennes (Manitoba, Sherbrooke Calgary Carleton Windsor Waterloo,...) a porté sur la possibilité d'utiliser des renforts en fibre de carbone pour la précontrainte des ponts routiers (Brahmah et al. 1996). Le comportement des poutres précontraintes aux états limites de service et aux états limites ultimes a été étudié (Abdelrahman et al. 1995, Fam 1997, ACI 440.4R-04). Des systèmes d'ancrages pour les torons en PRF ont été également envisagés (Sayed-Ahmed 1998, Campbell et al. 2000, Shaheen 2004). Enfin, des études approfondies ont été menées sur la durabilité des renforts en PRF pour le béton précontraint (Zhang 2002). Le pont de Beddington Trail, ouvert à la circulation en 1993, est le premier au Canada à recevoir des poutres en béton précontraint par PRF au lieu de poutres classiques précontraintes par de l'acier. Un deuxième pont utilisant des torons précontraints en acier et PRF a été construit à Headingley, Manitoba en 1997. Récemment un grand projet (la Chaire de recherche de l'université de Sherbrooke) a été lancé. La première phase (2000-2005) a permis d'étudier les propriétés fondamentales des PRF et le comportement des structures en béton armé/précontraint par PRF sous l'effet combiné de différents paramètres. La deuxième phase qui s'est récemment achevée (2005-2010) avait pour but d'améliorer et de développer des barres en PRF et d'étudier la durabilité des éléments structuraux armés par des PRF.

1.5.4 Aux Etats Unis

À la différence du Japon, le développement du renfort en PRF aux Etats-Unis est le fruit de travaux de recherche isolés. Les premières études datent des années 1950-1960 quand les ingénieurs de l'armée américaine se sont intéressés à l'utilisation des fibres de verre longues pour le renforcement du béton. Ces travaux limités n'ont pas abouti. Ce n'est que vers 1970 avec l'augmentation de la dégradation des structures en béton (surtout les ponts) qu'il a été de nouveau porté un intérêt à l'utilisation des PRF dans les structures en béton et pour apporter notamment des solutions aux problèmes de corrosion (ACI 440.4R-04). Le National Institute of Standards and Technology a examiné les armatures non métalliques et a conduit une partie des premières études sur les systèmes d'ancrage des barres PRF qui sont maintenant utilisés pour la réalisation du béton précontraint. Le Transportation Research Board a formellement établi le comité A2C07 pour examiner l'utilisation des renforts en PRF dans les ponts. Aux Etats-Unis, le premier pont précontraint par des torons en fibre de verre (PRFV) a été construit à Rapid City (Dakota du Sud) en 1990. En 1991, la société américaine des ingénieurs civils (ASCE) et la société SPI (Society of the Plastics Industry) ont établi des comités de normalisation dans le but d'étudier les produits PRF pour les constructions. En 1993, l'administration fédérale de la route FHWA (Federal Highway Administration) et la société SAMPE (Society for the Advancement of Material and Process Engineering) ont lancé la recherche sur le vieillissement accéléré et les essais normalisés des PRF. L'institut ACI (American Concrete Institute) a formé le comité 440 des renforts en PRF pour étudier et promouvoir les PRF pour le renforcement des structures en béton. En mars 1993, l'ACI a organisé le premier colloque international sur les renforts en PRF pour les structures en béton à Vancouver (Canada). Il y a eu depuis de nombreuses conférences qui se sont tenues à travers le monde.

Enfin, en 2001 fut construit le pont Street Bridge à Southfield (Michigan), premier pont utilisant les PRFC comme renforts structuraux principaux. Les travaux relatifs à la précontrainte en PRF aux États-Unis ont été rapportés par Dolan (1999). Pour conclure, les recherches menées sur le PRF ont permis de mener des essais statiques et de fatigue (à petite et à grande échelle), des essais de durabilité sur des poutres de ponts précontraintes par PRF et au final de développer des recommandations de conception.

1.6 Exemples d'armatures en matériaux composites et d'utilisation

Les armatures en PRF présentent l'avantage d'avoir une nature résistante à la corrosion pour une utilisation en renforcement de structures dans des environnements très corrosifs. On peut citer par exemple les digues et autres structures maritimes, les tabliers de pont et les superstructures exposés à des sels de déglacage. Un autre avantage présenté par les armatures en PRF est leur neutralité. Ce type d'armature a pour cette raison connu une forte demande pour des installations d'IRM (imagerie par résonance magnétique) et d'autres équipements sensibles aux champs électromagnétiques. Dans le même temps d'autres utilisations des PRF se sont développées, en particulier dans la construction des

réacteurs nucléaire, pistes d'aéroport et des laboratoires d'électronique (Brown et al. 1996, ACI 440.1R-03). Dans le domaine du génie civil (c.-à-d. pour les renforts pour les structures en béton), les premiers renforts en fibres d'aramide (FIBRA ®, Technora ®) et en fibres de carbone (CFCC ®, Leadline ®) ont été produits au Japon. Le Japon reste le principal producteur de ces renforts. En Europe les producteurs se trouvent en Italie (Arapree ®, CARBOPREE ®) ou aux Pays-Bas (Carbon-Stress ®). Ces renforts en PRF peuvent être utilisés comme barres d'armature, torons de précontrainte ou haubans.

1.6.1 Barres en fibre de verre PRFV

Ces barres sont couramment utilisées dans le béton armé pour la réalisation de tabliers des ponts routiers. La fraction volumique de fibres varie généralement de 0.3 à 0.5. La configuration de la surface des barres d'armature en PRFV a un impact direct sur l'adhérence avec le béton. Diverses configurations de surface sont disponibles dans le commerce, recouverte de sable, nervurées ou tressées (figure 1.7). Une combinaison de traitements de surface peut être également utilisée. Cependant, il n'y a pas de classification normalisée des conditions de surface (ACI Comité 440 2003). Plusieurs marques sont disponibles comme ISORRODE, ASLON 100, C-BAR, ROTAFLEX etc. Comme nous allons le voir plus tard, les renforts en fibres de verre ne sont pas recommandés pour la précontrainte en raison de leur faible résistance au fluage sous des charges élevées, en fatigue et car ils sont sensibles aux alcalins.



Fig.1.7 Barres en fibre de verre (PRFV)

1.6.2 Renforts en fibre de carbone PRFC

1.6.2.1 Barres Leadline

Elles sont constituées de fibres de carbone PITCH ($V_r=65\%$) et de résine époxyde ($V_m=35\%$), produites par Mitsubishi K&, Japon, sous forme de barres lisses de diamètre allant de 1 à 17 mm et de

barres déformées (crénelées ou indentées) (figure 1.8). Les barres de surface crénelée sont obtenues, lors de leur fabrication, par un enroulement hélicoïdal ou concentrique des fibres autour du noyau central. Le fini de surface des barres indentées est obtenu par superposition de deux enroulements hélicoïdaux de fibres disposées de façon opposée.



Fig.1.8 Barres Leadline

1.6.2.2 Torons CFCC

Les torons CFCC (Carbone Fibre Composite Câble) sont fabriqués au Japon par la société Tokyo Rope, Japon, en utilisant les fibres de carbone de type PAN. Les torons CFCC sont constitués de 60% de fibres et de 40 % de résine époxyde. Ces torons sont fabriqués en torsadant 7, 19 ou 37 fils et sont aussi disponibles en une gamme d'un seul fil. La gamme des diamètres varie de 3mm à 40mm. Les torons CFCC peuvent être enroulés pour faciliter le transport (figure 1.9). Ils sont utilisés principalement pour la précontrainte, mais peuvent aussi être utilisés comme câbles de suspension pour les ponts suspendus ou pour les ponts haubanés.

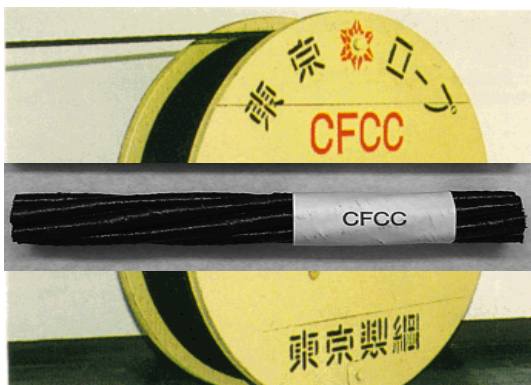


Fig.1.9 Torons CFCC

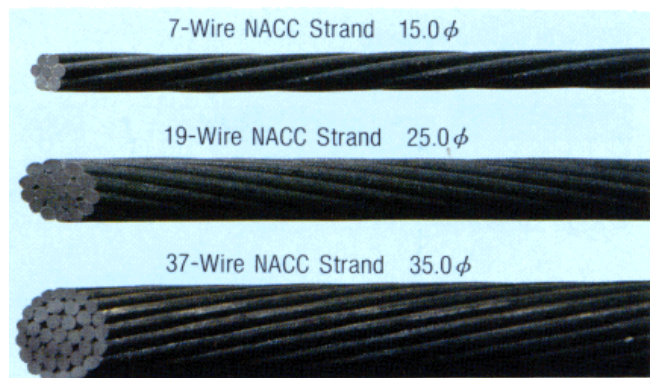


Fig.1.10 Torons NACC

1.6.2.3 Torons NACC

Les torons NACC semblables aux torons CFCC sont développés par Nippon Steel Chemical Co., Ltd., et Suzuki Metal Industry Co., Ltd. Les torons sont obtenus à partir de la fibre de carbone de type PAN et charbon et, ils sont disponibles en câbles de 7, 19 et 37 fils (Figure 1.10). On peut enfin citer les torons Carbone Stresse (fibres carbone et résine époxyde par AKZO Pays-Bas), toron Strawman (fibres carbone et résine époxyde par Glasforms Corporation de San Jose, CA), les barres Aslan 200 (fibres carbone et résine époxyde Hughes Brothers USA) et les barres Carbopree (fibres carbone et résine vinylester par Sireg S.P.A Italie).

1.6.3 Renforts en fibre d'aramide PRFA

1.6.3.1 Tendons ARAPREE

Les tendons ARAPREE (ARAmid PREstressed Element) ont été développées par les sociétés AKZO et Hollandsche Beton Groep (HBG) aux Pays Bas. Ces derniers ont le principal avantage par rapport aux torons en fibres de carbone de présenter une déformation à la rupture plus élevée. Les barres ARAPREE sont fabriquées par pultrusion de fibres d'aramide Twaron HM 45% et de résine époxyde. Deux types de section sont disponibles: rectangulaire et circulaire (figure 1.11). Une couche de sable est déposée à la surface des barres dans le but d'améliorer la résistance à l'adhérence.

1.6.3.2 Barres Technora

Les barres Technora sont réalisées à partir de la fibre PPODTA (poly-para-phénylène-3,4-oxidiphenylène terephthalamide) et d'une résine vinylester. La fibre PPODTA est un type de polyaramide présentant une densité légèrement plus faible et des performances plus élevées que les fibres conventionnelles de polyaramide. Ces produits ont été développés par Sumitomo Construction Company et Teijin Corporation (Japon). Ils sont disponibles sous forme de barres lisses, barres déformées, et de torons tordus (figure 1.11).

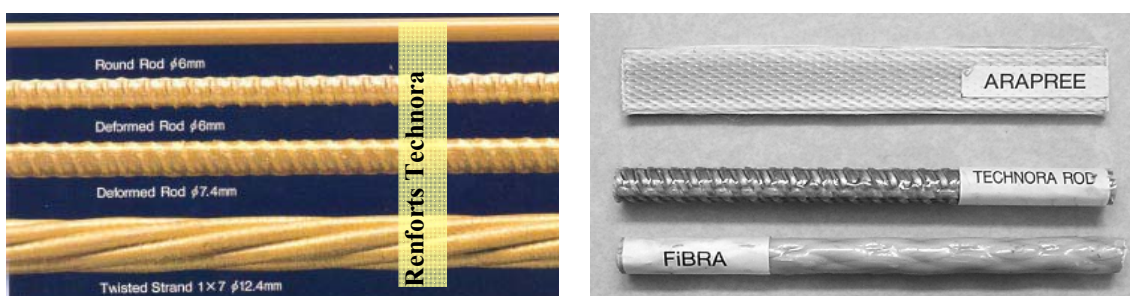


Fig. 1.11 Des barres et torons de fibre d'aramide

1.6.3.3 Torons FIBRA

Les barres FIBRA sont développées par Mitsui Construction Company au Japon. Elles sont produites en tressant des fibres d'aramide et les imprégnant de résine époxyde. Selon des petites variations du processus de fabrication, deux types de renforts, rigides et flexibles, sont produits. Les barres rigides sont principalement utilisées pour le béton armé, tandis que les torons flexibles, qui peuvent être enroulés, sont utilisés en tant que torons précontraints (figure 1.11). Le tableau 1.3 récapitule les propriétés mécaniques des différents renforts commercialisés en PRF comparés avec l'acier.

Renforts	type	Diamètre (mm)	Résistance à la rupture (MPa)	Module d'Young (GPa)	Déformation à la rupture (%)	Coefficient de Poisson
PRFA (en fibres d'aramide)						
Arapree	tendon	7.5	1500	62.5	2.4	0.38
FIBRA	toron	12.7	1400	68.6	2	0.6
Technora	barre	8	2000	54	3.7	0.35
PRFC (en fibres de carbone)						
CFCC	toron	12.5	2100	137	1.56	0.26
Carbon Stress	barre	5.4	2550	160	1.6	0.3
Carbopree	barre	7.9	2300	115	2	0.28
NACC	toron	différent	1800	118	1.6	0.3
Leadline	barre	7.9	2250	150	1.3	0.27
ACIER						
Acier de précontrainte	toron	différent	1860	190	3.5	0.3

Tableau 1.3. Propriétés des différents renforts de précontrainte commercialisés en PRF et en acier

1.7 Principaux avantages et inconvénients des renforts en PRF dans les applications au béton précontraint:

Nous récapitulons dans ce paragraphe les principaux avantages et inconvénients des renforts en PRF dans le cadre de leur utilisation pour la mise en précontrainte du béton.

Avantages :

- Non corrosifs,

- Haute durabilité,
- Basse relaxation,
- Bon comportement à la fatigue,
- résistance spécifique élevée,
- Neutralité électromagnétique,
- Possibilité d'intégrer des fibres optiques dans les renforts PRF comme un système de surveillance et détection des signaux de dégradation,
- Facilité de mise en œuvre due à la légèreté et à la facilité de découpe.

Inconvénients:

- Comportement élastique fragile et absence de plasticité,
- Difficulté de mise en tension due à la faible résistance au cisaillement (système d'ancrage),
- Coefficient d'expansion thermique transversal très important (2 à 5 fois celui du béton),
- Coût très élevé.

Plusieurs études ont été menées pour proposer des solutions dans le but de palier à ces inconvénients. Par exemple, afin d'améliorer la ductilité des éléments armés par des renforts en PRF, quelques techniques ont été proposées comme l'utilisation de fibres hybrides (plusieurs types de fibres) dans les PRF, le confinement de la zone de compression du béton (armature spirale en PRFV) et, l'utilisation de torons PRF partiellement adhérent avec le béton (Burgoyne 1997). Des systèmes d'ancrage ont été proposés pour les barres et les torons en PRF dont nous parlerons dans la suite du texte. Bien que leur coût initial demeure plus élevé que celui de l'acier, l'utilisation des PRF peut être économiquement viable lorsque l'on considère les coûts associés à la durée de service de l'ouvrage.

Les différentes propriétés mécaniques associées à des matériaux de PRF mènent aux méthodologies alternatives de conception et de construction. En raison d'une rigidité plus faible que celle de l'acier, les renforts PRF doivent être précontraints. Ceci diminue par contre une grande partie de leur capacité de déformation, si l'on veut que l'utilité de la structure soit assurée (flèche et fissures soient contrôlées) et une utilisation efficace de tous les matériaux. Les torons présentés sur la figure 1.12 sont actuellement les plus utilisés pour la précontrainte et donnent lieu à de nombreuses recherches.

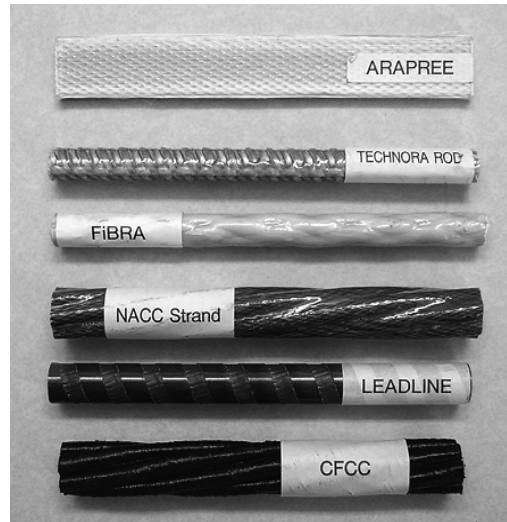


Fig.1.12 Torons pour la précontrainte

1.8 Propriétés physiques et mécaniques des renforts en PRF

L'utilisation d'armature en PRF dans les structures en béton est fortement influencée par leurs propriétés physiques et mécaniques. Des renforts en PRF peuvent être conçus et fabriqués pour répondre aux exigences spécifiques d'une application particulière. Les variables disponibles de conception incluent le choix des constituants (fibre et matrice polymère), les fractions de volume de la fibre et de la matrice, l'orientation des fibres et le procédé de fabrication. D'autres facteurs tels que le contrôle de la qualité pendant la fabrication jouent un rôle important dans la détermination des caractéristiques des barres en PRF. Les propriétés des PRF sont également influencées par l'histoire du chargement, la durée de chargement, la température et l'humidité.

Un élément clé dans l'évaluation des propriétés des PRF est la caractérisation du volume relatif ou de la masse des différents constituants du matériau. Les fractions de masse sont plus faciles à obtenir en cours de fabrication ou en utilisant des méthodes expérimentales après la fabrication. Les fractions volumiques sont utilisées dans la micromécanique des matériaux composites. Considérons v_c le volume d'un matériau composite qui se compose de volume de fibres (v_f) et de volume de matrice (v_m). Les indices c, f et m représentent respectivement le matériau composite, les fibres, et la matrice. Considérons également m_c , m_f et m_m correspondant respectivement à la masse du composite, des fibres et de la matrice. La fraction volumique et la fraction de masse sont respectivement désignées par V et M . En supposant qu'aucun vide n'est présent dans le composite, les fractions de volume sont définies comme suit (équations 1.1 et 1.2):

$$V_f = \frac{v_f}{v_c} \quad \text{et} \quad V_m = \frac{v_m}{v_c} \quad \text{avec} \quad V_f + V_m = 1 \quad (\text{éq.1.1})$$

Et les fractions de masse :

$$M_f = \frac{m_f}{m_c} \quad \text{et} \quad M_m = \frac{m_m}{m_c} \quad \text{avec} \quad m_f + m_m = m_c \quad (\text{éq.1.2})$$

La valeur de la fraction volumique V_f typique varie entre 0.6 et 0.65. La résistance et le module d'Young des fibres sont plus importants par rapport à ceux de la matrice. Le comportement mécanique des matériaux composites est donc piloté par les propriétés mécaniques des fibres et la quantité de fibres (fraction volumique).

1.8.1 Propriétés physiques

1.8.1.1 3-7-1-1-Densité

La densité du composite ρ_c peut être obtenue en termes de densité des constituants (ρ_f et ρ_m) et de leurs fractions volumiques en utilisant la "règle des mélanges" pour les densités (équation 1.3)

$$\rho_c = \rho_f V_f + \rho_m V_m \quad (\text{éq.1.3})$$

En utilisant les valeurs de densité des constituants (tableaux 1.1 et 1.2), les densités des renforts en PRF à base de résines thermodurcissables pour des valeurs de fraction volumique de fibres ($V_f = 0.5$ à 0.75) sont données dans le tableau 1.4. Comme on peut le voir dans ce tableau, les renforts en PRF ont une faible densité, ce qui permet une manipulation plus facile sur le chantier.

PRF Matrice	PRFC	PRFA	PRFV	Acier
Polyester	1430-1650	1310-1430	1750-2170	7850
Epoxy	1440-1670	1320-1450	1760-2180	
Vinyester	1440-1630	1300-1410	1730-2150	

Tableau 1.4 Densité typique des barres en PRF ; fraction volumique de fibre 0.5 - 0.75 Kg/cm³

1.8.1.2 Coefficient d'expansion thermique (CET)

Les coefficients d'expansion thermique (CET) des renforts en PRF dépendent des types de fibre, de résine et de la fraction volumique des constituants. Les matrices polymères et les fibres de verre peuvent être considérées comme isotropes, alors que les fibres de carbone et d'aramide sont orthotropes. Le CET longitudinal, (α_L), dépend des propriétés des fibres, tandis que le CET transversal, (α_T), est principalement déterminé par les propriétés de la matrice polymère.

Pour le cas des constituants isotropes (cas du PRFV) les expressions suivantes ont été développées pour déterminer la valeur des CET (Schapery 1968):

Le CET longitudinal :

$$\alpha_L = \frac{E_f V_f \alpha_f + E_m V_m \alpha_m}{E_f V_f + E_m V_m} \quad (\text{éq.1.4})$$

Le CET transversal :

$$\alpha_T = (1 + \nu_m) V_m \alpha_m + (1 + \nu_f) V_f \alpha_f - \alpha_L \nu_{LT} \quad (\text{éq.1.5})$$

Où α_f est le CET de fibres, α_m est le CET de la matrice, E_f est le module d'Young des fibres, E_m est le module d'Young de la matrice et ν_{LT} est le coefficient de Poisson du composite déterminé avec l'équation 1.6:

$$\nu_{LT} = \nu_f V_f + \nu_m V_m \quad (\text{éq.1.6})$$

ν_f est le coefficient de Poisson des fibres et ν_m est le coefficient de Poisson de la matrice.

Dans le cas des fibres orthotropes (telles que l'aramide et le carbone), le module d'Young longitudinal de fibres E_{fL} est différent du module transverse E_{fT} et les CET dans les directions principales sont donc α_{fL} et α_{fT} . Comme la matrice est supposée isotrope le module d'Young de la matrice ne possède pas de deuxième indice et les coefficients de dilatation thermique peuvent être déterminés avec les équations 1.7 et 1.8 (Kollar et al. 2003):

Le CET longitudinal :

$$\alpha_L = \frac{E_{fL} V_f \alpha_{fL} + E_m V_m \alpha_m}{E_{fL} V_f + E_m V_m} \quad (\text{éq.1.7})$$

Le CET transversal :

$$\alpha_T = V_f \alpha_{fT} + V_m \alpha_m + V_f \nu_{fLT} (\alpha_{fL} - \alpha_L) + V_m \nu_m (\alpha_m - \alpha_L) \quad (\text{éq.1.8})$$

Où ν_{fLT} est le coefficient de Poisson de la fibre de renfort dans le plan LT (figure 1.13). Les valeurs des coefficients de dilatation thermique pour certaines barres d'armature en PRF ($V_f = 0.5$ à 0.75) sont données dans le tableau 1.5 (Rizkalla et al.2001, ACI 2006).

Direction	Coefficient d'expansion thermique CET ($\times 10^{-6}^{\circ}\text{C}$)			
	PRFC	PRFA	PRFV	Acier
Longitudinale (α_L)	De -1 à 0	De -6 à -2	De 6 à 10	11.7
Transversale (α_T)	De 22 à 23	De 60 à 80	De 21 à 23	

Tableau 1.5 Coefficients d'expansion thermiques typiques des barres en PRF et en acier (fraction volumique de fibre V_f variant de 0.5 à 0.75)

Les valeurs négatives des CTE indiquent que les PRF se contractent lorsque la température augmente et se dilate quand la température diminue. Le béton ordinaire est considéré comme isotrope et a un coefficient de dilatation thermique qui varie de 7.10^{-6} à $13.10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ (Neville 1996). Les effets à long terme provenant de la différence entre les coefficients de dilatation thermique et les propriétés élastiques des barres de PRF et du béton doivent être considérés. Des méthodes d'essai ont été développées par JSCE (JSCE E-536, 1995) et par ACI 440K pour déterminer les coefficients de dilatation thermique des barres PRF.

1.8.2 Propriétés mécaniques des PRF à court terme

Dans les matériaux composites, les fibres reprennent principalement les efforts dans la direction des fibres. La matrice, quant à elle, transfère les contraintes aux fibres, et les protège (figures 1.13 et 1.14). Les propriétés des matériaux composites peuvent être déterminées par des mesures expérimentales (voir par exemple ACI 440.4R-04 2004). Cependant, ces expériences peuvent devenir longues et coûteuses. Une approche micromécanique peut être utilisée pour estimer les propriétés des matériaux composites en termes de propriétés de leurs matériaux constitutifs (Agarwal et al. 1990, Daniel et al. 1994).

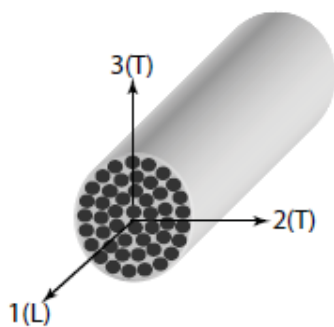


Fig. 1.13 Principales directions d'une barre en PRF 1 (L) longitudinale, 2 (T) et 3(T) transversale

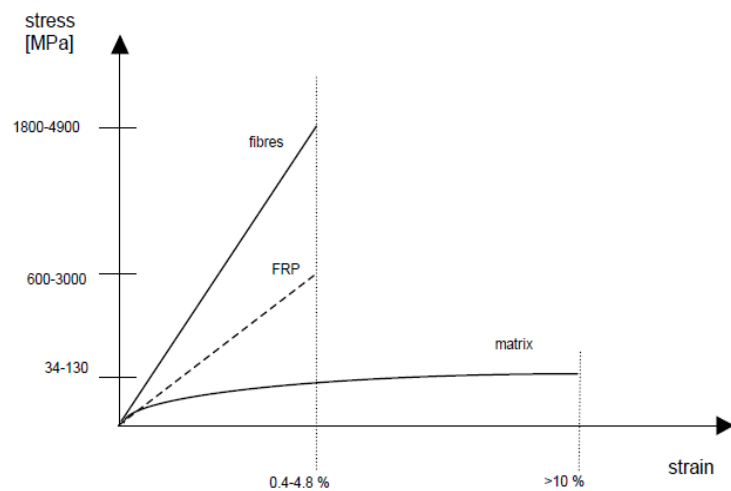


Fig. 1.14 Comportement de différents types de PRF

1.8.2.1 Résistance en traction

Les principaux facteurs influençant les propriétés en traction (résistance et ce module élastique) des renforts en PRF sont: les propriétés des constituants (fibres et matrice) et leurs fractions de volume, la distribution des constituants, les interactions physiques et chimiques, la procédure de fabrication et le contrôle de la qualité de fabrication. La littérature (Agarwal et al. 1990) donne les modèles analytiques suivants pour déterminer le module d'élasticité longitudinal, E_L , et la résistance à la traction :

$$E_L = E_{fL}V_f + E_m(1-V_f) \quad (\text{éq.1.9})$$

Où E_{fL} est le module d'élasticité des fibres dans le sens longitudinal et E_m est le module d'élasticité de la matrice considéré dans le cas où la matrice est isotrope. Les fibres de carbone et d'aramide sont orthotropes et elles ont des valeurs de module d'élasticité longitudinal et de module transversal E_{fT} différentes. La valeur du rapport E_{fL} / E_{fT} est de 24 pour le Kevlar, 15.3 pour le carbone à haute résistance et 65 pour un carbone haut module (Gay et al. 2003). En traction, les renforts en PRF ne montrent pas de plasticité avant la rupture et leur relation contrainte-déformation est élastique linéaire jusqu'à la rupture (figure 1.15). Habituellement dans les composites PRF, la déformation à la rupture de la fibre est inférieure à celles de la matrice et l'expression suivante peut être utilisée pour déterminer la résistance à la traction longitudinale:

$$\sigma_{Lt} = \sigma_{ft} \left[V_f + \frac{E_m}{E_{fL}}(1-V_f) \right] \quad (\text{éq.1.10})$$

Où σ_{ft} est la résistance à la traction longitudinale des fibres. Les propriétés de traction des renforts typiques PRF sont données dans le tableau 1.6. La résistance à la traction des barres PRF varie en fonction de la section. On observe pour le PRFV une réduction de la résistance qui peut aller jusqu'à 40% avec l'augmentation du diamètre des barres (9.5 à 22.2 mm) (Faza et al. 1993) suivant le fabricant. De la même façon et dans une moindre mesure, la résistance des barres PRFA diminue de 7% quand le diamètre augmente de 3 à 8 mm (ACI 2006). Par conséquent, les fabricants de renforts PRF doivent fournir les valeurs de résistance pour chaque taille de barres et également une description de la méthode utilisée pour déterminer les propriétés.

Propriétés	Matériaux			
	PRFC	PRFA	PRFV	Acier
Résistance à la traction (MPa)	600-3500	1000-2500	450 -1600	450 -700
Module longitudinale (GPa)	100- 580	40- 125	35- 60	200
Déformation à la rupture ($\varepsilon_r \%$)	0.5- 1.7	1.9 - 4.4	1.2 - 3.7	5-20

Tableau 1.6 Propriétés typiques des barres en PRF (fraction volumique de fibre de 0.5 à 0.75) et en acier

Une méthode d'essai pour déterminer la résistance à la traction et le module d'Young des renforts en PRF a été développée et éditée par le Comité 440 ACI (ACI 2004) et, a été soumise à la norme ASTM pour approbation et normalisation. Une autre méthode d'essai pour l'évaluation des propriétés de traction des matériaux composites utilisés à la place de renforts en acier a été adoptée par la Société japonaise de génie civil (JSCE-E 5311995, Machida 1997).

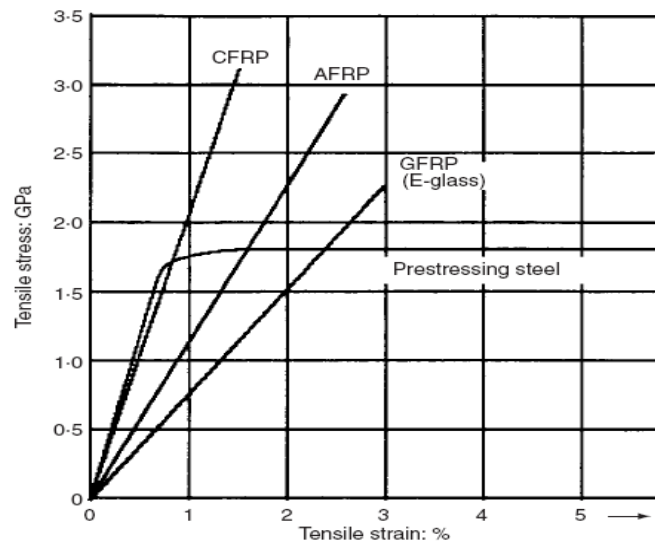


Fig.1.15 Comparaison du comportement en traction des renforts en PRF et en acier

1.8.2.2 Résistance en compression

Même s'il n'est pas recommandé d'utiliser des barres PRF dans les zones qui travaillent en compression, une brève description du comportement en compression des barres PRF est utile et est présenté dans la suite du texte. Les modèles théoriques pour la résistance à la traction longitudinale ne peuvent pas être utilisés dans le cadre de la compression car la rupture des composites est dans beaucoup de cas associée à des micro-flambements ou au plissage des fibres dans la matrice. Les valeurs expérimentales précises pour la résistance à la compression sont difficiles à obtenir et elles sont très dépendantes de la géométrie des échantillons et de la méthode d'essai. Le mode de rupture dépend des propriétés des constituants (fibres et résine) et de la fraction volumique de fibres. Les principaux modes de rupture en compression longitudinale sont le micro-flambement de fibres, la rupture en traction transversale par effet Poisson et la rupture en cisaillement des fibres sans flambement. Des modèles analytiques ont été développés pour chaque mode de rupture pour déterminer la résistance en compression longitudinale (FLC), et ils sont donnés ci-dessous :

- micro-flambement de fibres dans le mode de cisaillement lors $V_f \geq 0.4$ (Jones 1999) :

$$\sigma_{Lc} = \frac{G_m}{1-V_f} \quad (\text{éq.1.11})$$

Où G_m est le module de cisaillement de la matrice :

$$G_m = \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} \quad (\text{éq.1.12})$$

- rupture en traction transversale due à l'effet Poisson (Agarwal 1990):

$$\sigma_{Lc} = \frac{\left[E_f V_f + E_m (1-V_f) \right] (1-V_f^{1/3}) \varepsilon_{mu}}{\nu_f V_f + \nu_m (1-V_f)} \quad (\text{éq.1.13})$$

Où ε_{mu} est la déformation à la rupture en traction de la matrice.

- rupture des fibres en cisaillement direct lorsque V_f est très élevé (Daniel 1994):

$$\sigma_{Lc} = 2\sigma_{fs} \left[V_f + \frac{E_m}{E_f} (1-V_f) \right] \quad (\text{éq.1.14})$$

Où σ_{fs} est la résistance au cisaillement des fibres.

Un travail expérimental (Mallick 1988) a montré que la résistance en compression des PRF est inférieure à la résistance en traction. En général, la résistance à la compression des barres augmente lorsque la résistance en traction augmente à l'exception des barres en PRFA où les fibres ont un comportement non linéaire en compression, même pour des faibles niveaux de contraintes. Le module d'élasticité en compression des barres en PRF est également plus petit que son module d'élasticité en traction. Il est de l'ordre de 80% pour les PRFV et 85% pour les PRFC (ACI 2006) du module d'élasticité en traction. Ceci est dû aux ruptures prématurées résultant du micro-flambement des fibres. Les méthodes d'essai normalisées existantes dans la littérature pour les composites ne sont pas appropriées pour les barres de PRF. Les méthodes spécifiques standards pour caractériser le comportement à la compression des barres de PRF n'ont pas encore été développées.

1.8.2.3 Résistance au cisaillement

Le comportement des PRF sous chargement de cisaillement découle des propriétés de la matrice et de la distribution des contraintes locales. La littérature portant sur les PRF composites est

particulièrement consacrée au cisaillement dans le plan des structures stratifiées, alors que les barres de renforcement en PRF sont principalement soumises au cisaillement transversal. Par conséquent, les propriétés de cisaillement devraient être évaluées pour ce type de chargement (figure 1.16).

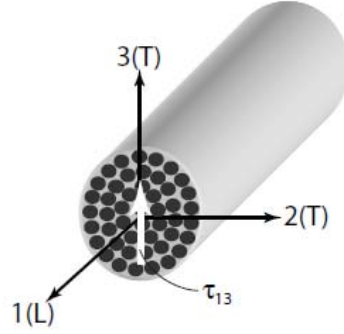


Fig. 1.16 renfort unidirectionnelle en PRF soumis au cisaillement transversal

Le module de cisaillement interlaminaire peut être déterminé avec le paramètre semi-empirique de partitionnement de contraintes (Tsai et al. 1980):

$$G_{13} = G_m \frac{V_f + \eta_{13}(1 - V_f)}{\eta_{13}(1 - V_f) + V_f G_m / G_f} \quad (\text{éq.1.15})$$

$$\text{Avec :} \quad \eta_{13} = \frac{3 - 4\nu_m + G_m / G_f}{4(1 - \nu_m)} \quad (\text{éq.1.16})$$

Où G_f est le module de cisaillement de la fibre. Le cisaillement transversal peut provoquer un fendage de la matrice sans cisailer des fibres. La résistance au cisaillement interlaminaire (transversale) est une propriété dominée par la matrice, la force de cisaillement agissant dans un plan perpendiculaire à la direction des fibres. Dans ce cas, les fibres ne résistent pas au cisaillement et, pire encore, les sections des fibres peuvent être considérées comme des inclusions circulaires provoquant des concentrations de contraintes dans la matrice. Il n'existe pas de modèles théoriques pour prévoir la résistance au cisaillement transversal et, par conséquent, il peut être pris dans la conception préliminaire égal à la valeur de la résistance au cisaillement de la matrice (Barbero 1999).

Le placement de fibres dans des directions en dehors de l'axe longitudinal augmente la résistance au cisaillement des PRF unidirectionnels. En ce qui concerne les barres PRF, une augmentation significative de la résistance au cisaillement peut être obtenue en enroulant ou en tressant des fibres transversales aux fibres de renfort principal. Les barres pultrudées peuvent être renforcées en

cisaillement à l'aide de nattes continues de fibres, en plus de fibres longitudinales (ACI 2006). Des méthodes d'essai servant à caractériser le comportement en cisaillement des barres PRF, en termes de cisaillement interlaminaire, ont été élaborées et sont maintenant disponibles dans la littérature (JSCE-E 540 1995, ACI 440.4R-04 2004, ASTM 2002). Les propriétés nécessaires pour une application particulière doivent être obtenues auprès du fabricant de barres qui doit également fournir des informations sur la méthode utilisée pour déterminer les valeurs de cisaillement signalées.

1.8.3 Propriétés des PRF à long terme

Les composites PRF diffèrent de manière significative de l'acier en ce qui concerne leurs propriétés à long terme et il est important de comprendre leur comportement et d'appliquer le raisonnement correspondant à la conception des éléments en béton armé.

1.8.3.1 Le fluage

Le fluage est le terme utilisé pour décrire la déformation progressive d'un matériau avec le temps sous une charge constante. Les résines polymères sont viscoélastiques et leur comportement est caractérisé par un fluage, une relaxation des contraintes et des effets dépendant des taux de chargement (Ferry 1980, E. Ferrier, et al. 2011). Deux effets principaux doivent être distingués par rapport au fluage: la déformation de fluage sous une charge à long terme et la résistance à la traction à long terme sous une charge soutenue (rupture par fluage) (Balazs 2001). La plupart des matériaux composites commencent à présenter un fluage significatif lorsqu'ils sont soumis à des charges importantes pour des températures dépassant 40% de leurs températures de fusion (Hull 1996). Les résines thermodurcissables n'ont pas de températures de fusion bien définie, mais elles tendent à se dégrader une fois soumises à des augmentations de la température de l'ordre de 100°C au-dessus de la température ambiante. Elles sont assez résistantes au fluage à température ambiante. Une courbe de fluage typique obtenue pour par les matériaux à haute température ($> 0.5 T_f$) est représentée sur la figure 1.17a. Après une déformation élastique initiale instantanée, la courbe montre une région de fluage primaire où les déformations se développent rapidement sur une courte période de temps. Le stade secondaire de fluage est caractérisé par une pente constante et il s'étend sur une longue période de temps. Il correspond à la période pendant laquelle la structure sera en fonction (taux de déformation constant) (Barbero 1999). Le stade tertiaire est une phase d'endommagement pour laquelle on observe une augmentation de la vitesse de fluage qui conduit à la rupture du matériau. Dans de nombreuses situations avec des matériaux composites, on peut supposer que les fibres n'exhibent aucun fluage, mais le comportement au fluage du composite dans son ensemble dépend de la répartition des charges (Hull 1996). Il a été constaté que les renforts en fibre d'aramide PRFA présente un schéma de fluage qui se décompose en trois phases (figure 1.17a) alors que les renforts en fibres de carbone PRFC

présentent dans la seconde phase une augmentation du taux de déformation négligeable (figure 1.17b). (ACI 440.4R-04).

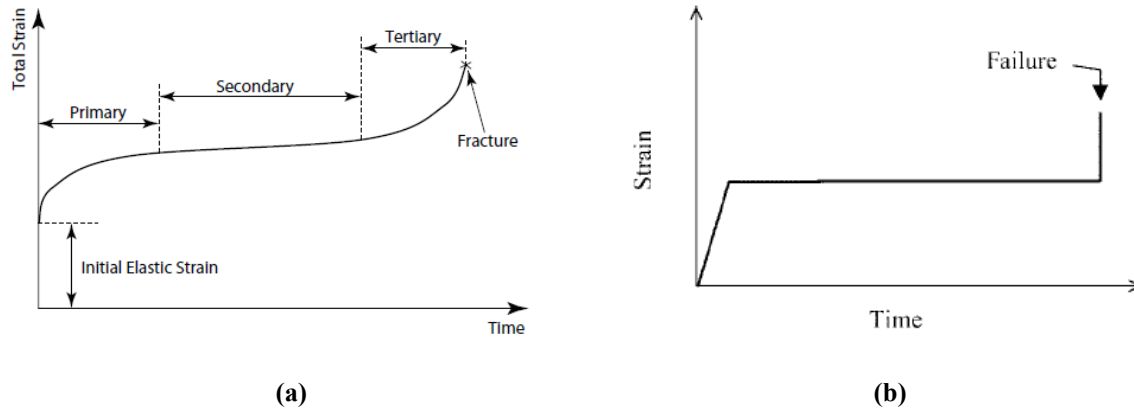


Fig.1.17 Courbes typiques de fluage a) cas général, b) cas du PRFC (ACI 440.4R-04)

Le traitement du fluage axial des composites PRF unidirectionnel est simple. La déformation initiale peut être déterminée en divisant la contrainte appliquée (σ) par le module d'élasticité longitudinal (éq.1.17) :

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma}{E_{fL}V_f + E_m(1-V_f)} \quad (\text{éq.1.17})$$

Le fluage se produisant dans la matrice, les contraintes appliquées sont transférées progressivement aux fibres et les contraintes augmentent jusqu'à ce que les fibres reprennent toute la charge appliquée. À ce stade, la déformation des fibres (ε_∞) et par conséquent du composite peut être déterminée par l'équation suivante:

$$\varepsilon_\infty = \frac{\sigma}{E_{fL}} \quad (\text{éq.1.18})$$

La déformation se rapproche de cette valeur asymptotique, puisque le taux de fluage dans la matrice diminue à mesure que les contraintes qu'elle supporte diminuent sans que ne s'instaure un état d'équilibre (Hull 1996).

Le coefficient de fluage peut être déterminé en linéarisant la courbe d'isocontrainte-fluage en déformation en fonction du logarithme du temps et la plupart des matériaux polymères est approchée par une relation linéaire (Hollaway 1993). L'équation de la déformation totale de la matière peut être écrite comme suit :

$$\varepsilon(t) = \beta \log t + \varepsilon_0 \quad (\text{éq.1.19})$$

Où $\varepsilon(t)$ est la déformation totale du matériau après la période t , ε_0 est la valeur initiale de déformation et β est le paramètre de taux de fluage égal à $d\varepsilon(t) / dt$.

3-7-3-2-Rupture par fluage

Les composites de PRF soumis aux charges soutenues pendant une longue période peuvent brutalement se rompre après une période de temps appelée «limite d'endurance". Ce phénomène est connu sous le nom de rupture par fluage (creep rupture). Ce type de rupture est le résultat d'une augmentation graduelle (microscopique) de l'endommagement, aussi connu sous le nom de dommage cumulatif. Dès que la rupture en fluage d'un filament unique se produit il y a une redistribution de la charge, et une augmentation conséquente de la contrainte dans les fibres restantes. Pour des niveaux élevés de contraintes, il y a un risque d'avoir une rupture de fibres. La rupture par fluage n'est pas normalement considérée pour les éléments en acier excepté par des contraintes et températures élevées ($T > 0.57.T_f$, T_f température de fusion). Cependant, le comportement à la rupture par fluage des matériaux polymères a des implications significatives pour la précontrainte du béton par torons en PRF.

Ce type de rupture dépend du type de fibre. Les fibres de carbone et de verre présentent une excellente résistance au fluage alors que la plupart des résines polymères fluent. Par conséquent, l'orientation des fibres et les fractions volumiques de fibres ont une influence significative sur la performance des renforts PRF au fluage. La limite d'endurance diminue quand le rapport contrainte de traction appliquée / résistance à court terme augmente. D'autres facteurs tels que la température élevée, l'exposition au rayonnement ultraviolet UV, l'alcalinité élevée, les cycles de séchage-mouillage (sec-humide) et les cycles de gel-dégel peuvent aussi diminuer le temps d'endurance de manière irréversible (Audenaert et al. 2001). Certains travaux expérimentaux (Budelman et al. 1993) indiquent que la rupture par fluage ne se produit pas si la contrainte appliquée est inférieure à 60% de la résistance à court terme. De nombreux travaux portent sur ce sujet, fondamentaux allant jusqu'aux aspects pratiques mais, peu de données sont actuellement disponibles pour des temps d'endurance dépassant 100 heures (ACI 440.1R-06 2006).

Les résultats d'un vaste programme expérimental (Yamaguchi et al. 1997), concernant des barres de diamètre 6mm en PRFV, PRFA et PRFC, montrent qu'une relation linéaire existe entre la résistance à la rupture par fluage et le logarithme du temps, sur des durées de temps ne dépassant pas 100 h. En extrapolant les résultats à 500.000 h (57 ans) les rapports niveau de contrainte à la rupture par fluage / résistance à court terme des barres GFRP, RPPA et PRFC ont été respectivement extrapolés linéairement à 0.29, 0.47 et 0.93. Des barres commercialisées torsadées en PRFC et en PRFA avec une matrice époxyde ont été testées à température ambiante pour déterminer le temps d'endurance (Ando et al. 1997). Les valeurs estimées des contraintes à la rupture par fluage après 50 ans sont égales à 79% pour les PRFC et 66% pour les PRFA. De même, concernant les barres PRFV avec une matrice

vinylester à température ambiante, cette valeur est égale à 55% de la résistance à court terme par une extrapolation de temps d'endurance de 50 ans (Seki et al. 1997). Les résultats des essais d'un programme expérimental global sur les propriétés à long terme des barres PRFA et PRFC effectués dans des différents environnements par une contrainte appliquée égale à 40% de la résistance initiale montrent que les déformations de fluage enregistrées sont plus élevées dans les barres PRFA que dans les barres en PRFC (Saadatmanesh et al. 1999a, 1999b). Les résultats montrent également une légère tendance à la déformation de fluage plus élevée dans des barres de grands diamètres et dans des barres immergées dans des solutions acides.

Une méthode d'essai pour caractériser la rupture par fluage des barres de PRF a été proposée par le Japon Society of Civil Engineers (JSCE-E533 1995). Le comité ACI 440K a proposé une méthode d'essai pour l'étude du fluage de barres FRP (ACI 440.4R-04). Ces méthodes d'essai visent à déterminer la déformation en traction de barres PRF sans changement de conditions environnementales données. Pour éviter la rupture par fluage la plupart des recommandations internationales (code canadien de l'autoroute et de la conception des ponts (CAN/CSA S806-00 2000, ACI 440.4R-04, JSCE-E533 1995) suggèrent que la précontrainte maximale ne dépasse pas respectivement 40% et 65% de la résistance ultime des PRFA et PRFC.

Des résultats expérimentaux portant sur le fluage des renforts PRFC sont présentés en figure 1.18 (Rope Tokyo 1993). Des torons CFCC ont été soumis à des niveaux de contraintes de l'ordre de 65% de leur résistance ultime pendant 1000 heures (température 22 °C). Une augmentation de la déformation peut être observée (0.0068%) mais elle reste négligeable.

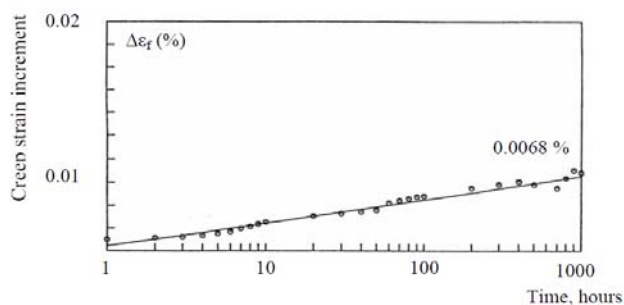


Fig. 1.18 Comportement au fluage de torons CFCC (Rope Tokyo 1993)

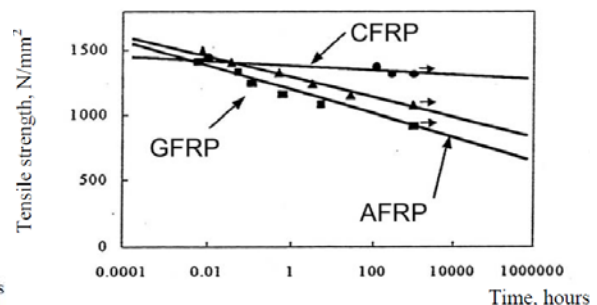


Fig. 1.19 Résistance en traction à long terme des barres en PRF (Yamaguchi et al. 1997)

Des résultats expérimentaux sur la résistance à la traction à long terme pour différents renforts PRF sont donnés en figure 1.19. La valeur de la résistance résiduelle des renforts PRFC après 100 ans est supérieure à 90% de la résistance à la traction à court terme (valeur extrapolée) (Yamaguchi et al. 1997).

1.8.3.2 Relaxation

La relaxation de contrainte est la diminution de contrainte dans un matériau soumis à une déformation constante et de longue durée à température constante (Hollaway 1993, Machida 1997). Un taux de relaxation peut être déterminé en divisant la charge mesurée pendant l'essai de relaxation par la charge initiale. Il représente le pourcentage de réduction de la charge par rapport à sa valeur initiale après une période donnée. La valeur de la relaxation la plus commune est déterminée après 1.000.000 heures, ce qui est appelé le taux de relaxation à 1 million d'heures (figure 1.20).

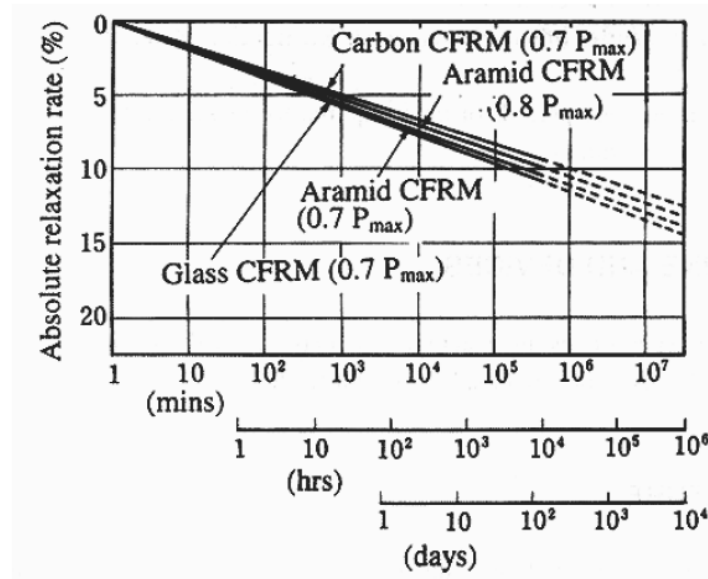


Fig.1.20 Relaxation typique de différents types de renforts en PRF (JSCE)

Des travaux expérimentaux ont été menés sur différents PRF et pour différentes durées de chargement (Ando et al. 1997). Des torons PRFC de 12.5 mm de diamètre et PRFA de diamètre 15 mm ont été utilisés. Les essais ont été effectués à 20 °C, 40 °C et 60 °C pour des périodes de temps supérieures à 3000 heures. En supposant une durée de vie des structures à 50 années le taux de relaxation a été estimé entre des valeurs comprises entre 2.0 et 3.1% pour les barres PRFC et 18.4 et 23.4% pour les barres PRFA (voir figure 1.21). Les résultats d'essais indiquent que plus la température est élevée, plus le taux de relaxation est important et cette tendance est renforcée pour les barres PRFA.

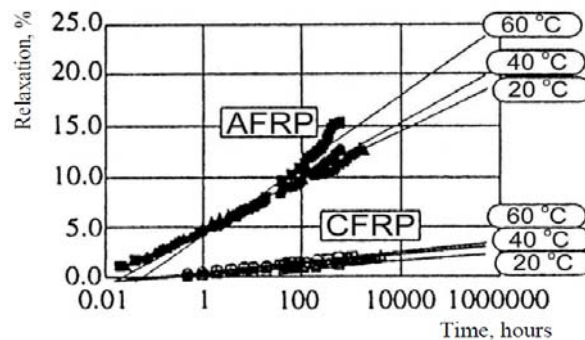


Fig.1.21 Relaxation de torons en PRFA et PRFC soumis à une

charge initiale de 70% de leur résistance ultime (Ando et al 1997)

On peut estimer que les valeurs des taux de relaxation après 1000 heures sont comprises entre 1.8 et 2.0% pour les barres PRFV, 0.5 et 1.0% pour les barres PRFC et 5.0 et 8.0% pour les barres PRFA, tandis qu'après 50 ans de chargement ces valeurs estimées sont respectivement comprises entre 4.0 et 14.0%, 2.0 et 10.0% et 11.0 et 25.0%, en fonction de la contrainte de traction initiale (Balazs et al. 2001).

Le tableau 1.7 (Tokyo Rope 1993), présente une comparaison entre la relaxation du toron PRFC (1×7 ϕ 12.5 mm) et du toron acier de sept fils pour une période de chargement de 50 heures et 100 heures. L'influence du changement de niveau de charge et des conditions de température (conditions de laboratoire $T=22^\circ\text{C}$) ainsi que, après traitement thermique (10 heures sous $T=80^\circ\text{C}$) a été étudiée.

(Kato et al. 1993, Kobayashi et al. 1984, Ishida et al. 1986) ont testé des barres PRFV, PRFA et PRFC et ont constaté que le taux de relaxation varie linéairement avec le logarithme du temps. Ils ont soumis des torons à un niveau de charge élevé, puis les ont partiellement déchargés en les laissant soumis à un niveau de charge inférieur pendant une longue durée. Ils ont observé que la perte de contrainte de ces torons était inférieure à la perte de contrainte de torons soumis à un niveau de charge constant et inférieur au niveau de charge précédent. Le pré-chargement avec une charge plus importante réduit donc les pertes de contrainte à long terme. D'autres chercheurs (Kakihara et al. 1991, Asai et al. 1991) ont trouvé des résultats similaires.

	Strand type ($1 \times 7 \phi 12.5$ mm)	Initial stress level		
		$0.50f_{fu}$	$0.65f_{fu}$	$0.80f_{fu}$
100 hours relaxation under laboratory conditions (22°C)	CFCC [®]	0.48%	0.84%	1.04%
	steel	1.11%	2.40%	7.47%
50 hours relaxation under heat treatment	CFCC [®]	2.76%	3.50%	3.59%
	steel	4.41%	8.84%	15.08%

Tableau 1.7 Comparaison entre la relaxation des torons en PRFC et en acier (Tokyo Rope 1993)

Une méthode d'essai pour la relaxation à long terme des barres PRF a été adoptée par JSCE (JSCE-E534 1995) et, le sous-comité ACI 440 K a proposé une méthode d'essai similaire (ACI 440.4R-04 2004). Toutes les propriétés des renforts PRF sont récapitulées dans le tableau 1.8.

Property	GFRP	AFRP	CFRP	Prestressing steel
Minimum fibre volume ratio	0.55	0.6	0.63	—
Density (g/cm ³)	2.1	1.38	1.58	7.85
Longitudinal tensile strength (MPa)	1080	1280	2280	1865
Transverse tensile strength (MPa)	39	30	57	1860
Longitudinal modulus (GPa)	39	78	142	190
Transverse modulus (GPa)	8.6	5.5	10.3	190
In-plane shear strength (GPa)	89	49	71	
In-plane shear modulus (GPa)	3.8	2.2	7.2	73.1
Major Poisson's ratio	0.28	0.34	0.27	0.3
Minor Poisson's ratio	0.06	0.02	0.02	0.3
Maximum longitudinal strain (%)	2.8	1.5	1.5	4.0
Maximum transverse strain (%)	0.5	0.5	0.6	4.0
Longitudinal CTE (10 ⁻⁶ /°C)	7.0	-2.0	-0	11.7
Transverse CTE (10 ⁻⁶ /°C)	21	60	27	11.7
Relaxation ratio (%)			2-3	8

Tableau 1.8 Récapitulatif des propriétés des torons en PRF comparées et comparaison avec l'acier

1.8.4 La fatigue

La fatigue est définie comme la dégradation de l'intégrité d'un matériau soumis à des charges répétées avec un grand nombre de cycles de chargement. L'intégrité du matériau est généralement mesurée en termes de propriétés mécaniques telles que la résistance et la rigidité. La perte de résistance est directement associée à la rupture du composant. Les composites PRF présentent de bonnes performances en fatigue en raison de leur résistance à la corrosion. L'endommagement par fatigue des composites PRF est très complexe et ceci est dû à plusieurs mécanismes d'endommagement se produisant à plusieurs endroits dans un élément: la fissuration de la matrice, la rupture brutale des fibres, le délaminage dû à la rupture à l'interface des fibres (Schaff 2001). En conséquence, la rupture des composites PRF se produit à cause d'une série d'événements interdépendants des dommages. Un composite unidirectionnel PRF présente peu d'endommagement juste avant la rupture alors qu'un composite multidirectionnel montre une réduction progressive des valeurs de résistance et de rigidité (Hollaway 1993).

Des programmes de recherche spécifiques ont été menés au cours des deux dernières décennies pour évaluer le comportement en fatigue des barres et torons en PRF en tant que renforts pour le béton armé et précontraint. Les fibres de verre individuelles ne sont pas sujettes à la rupture par fatigue, mais sont sujettes à la rupture retardée causée par la corrosion induite par la croissance des défauts de surface en présence d'humidité (ACI 2006). Les barres en PRFV soumises à un chargement de traction cyclique peuvent perdre environ 10% de leur résistance statique initiale par période de 10 ans (échelle logarithmique) (Mandell 1982). Aucune limite claire de fatigue (le niveau de contrainte en dessous duquel un matériau peut être soumis de manière cyclique pendant un nombre infini de cycles sans rupture) ne peut généralement être définie. Des modèles de prédiction du comportement en fatigue des

composites PRFV sous différents niveaux de contraintes et différentes fréquences d'essai ont été récemment développés (Epaarachi et al. 2003). Les facteurs environnementaux influencent significativement le comportement en fatigue des composites PRFV en raison de la vulnérabilité de fibres de verre à l'humidité, aux solutions alcalines et acides. Les composites PRFC sont vraisemblablement moins vulnérables à la rupture par fatigue.

Pour tous les types de fibres (verre, aramide et carbone), après un million de cycles de chargement, la résistance résiduelle est généralement comprise entre 50 et 70% de la résistance statique initiale. La limite d'endurance a été trouvée et elle est inversement proportionnelle à la fréquence de chargement. Il a également été constaté que la limite d'endurance diminue lorsque une contrainte moyenne élevée ou un faible taux de contraintes (contraintes minimales / contraintes maximales) sont appliqués, (Saadatmanesh et al. 1999a). Le comportement en fatigue des composites PRFA soumis à un chargement de traction cyclique semble être similaire au comportement des matériaux PRFV et PRFC. La dégradation de la résistance par décennie est de l'ordre de 5 à 6%. Il n'y a pas de limite d'endurance distincte connue pour les PRFA. Des essais menés pour 2 millions de cycles montrent que la résistance à la fatigue varie entre 54 à 73% de la résistance initiale (Odagiri et al. 1997). L'ajout de nervures, l'enroulement de surface sur les barres PRF induit des concentrations de contraintes locales qui affectent la performance des barres de PRF sous charges répétées. Les concentrations de contraintes produisent des contraintes multiaxiales et augmentent le mécanisme d'endommagement de la matrice (ACI 2006).

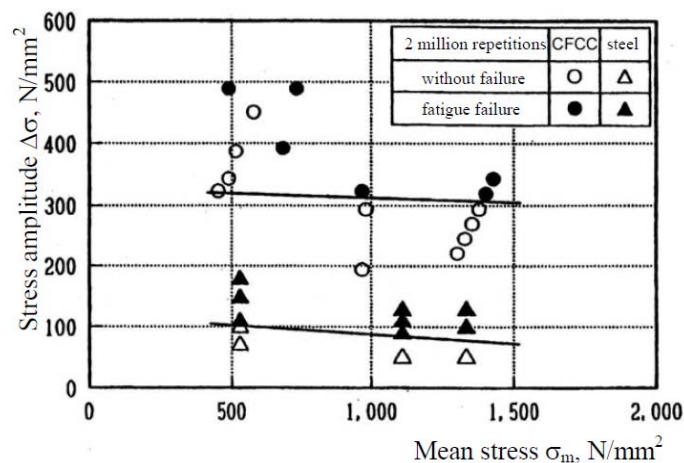


Fig. 1.22 Comparaison du comportement à la fatigue des torons en PRFC et en acier (Rope Tokyo, 1993)

Même si le nombre de résultats portant sur les essais de fatigue avec des renforts en fibre de carbone est limité, on peut affirmer que la résistance à la fatigue du PRFC est beaucoup plus élevée que celle des torons de précontrainte en acier classique. Des résultats obtenus sur le toron CFCC ® sont présentés en figure 1.22 (Rope Tokyo 1993). Pour ces essais de fatigue, les charges ont été répétées 2 millions de fois, les ruptures à la fatigue de torons PRFC ainsi que de torons en acier ayant été

étudiés. La contrainte moyenne et l'amplitude de contrainte ont augmenté au cours de l'histoire de chargement. L'axe horizontal dans la figure 1.22 représente la contrainte moyenne, tandis que l'axe vertical représente l'amplitude de contrainte.

On peut conclure suite à ces essais que la rupture par fatigue des CFCC se produit pour des amplitudes de contrainte supérieures à 300 MPa, soit une amplitude de 3 fois supérieure à l'amplitude supportée par les torons en acier.

La figure 1.23 représente les courbes S-N de divers renforts FRP (Machida, 1997). Les propriétés supérieures en fatigue des CFRP peuvent être observées.

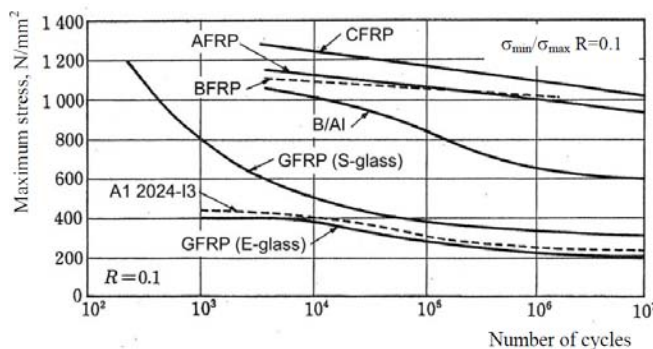


Fig. 1.23 courbes S-N des diverses renforts en FRP (Machida 1997)

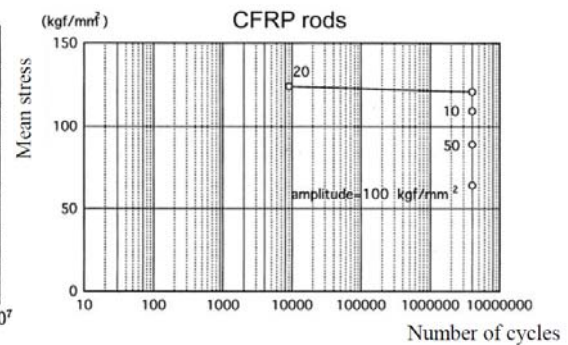


Fig. 1.24 Rupture par fatigue de renforts CFRP (Uomoto et al. 1995)

D'autres résultats expérimentaux sont présentés sur la figure 1.24 (Uomoto et al. 1995). La rupture par fatigue de renforts PRFC est atteinte au bout de 4 millions de cycles et elle semble être indépendante de l'amplitude de contrainte appliquée. Les torons PRFV ont montré quant à eux de mauvaises performances à la fatigue en particulier lorsqu'ils sont testés à des niveaux de contrainte élevés. La raison vient de la perte de rigidité due au fluage de la résine (Ellyin et al. 1992, Walton et al. 1986). Cette détérioration de la rigidité n'est cependant pas observée pour les torons PRFC et PRFA qui ont au contraire montré un gain en rigidité sous charge cyclique (Dolan 1993). Ceci a été expliqué par le fait que les fibres de carbone et d'aramide ont tendance à se redresser quand elles sont soumises à un chargement cyclique. Adimi et al. (1997) ont montré que les barres PRFV sont capables de résister à un nombre de 4 millions de cycles lorsqu'elles sont chargées à 22 % de leur capacité ultime.

Une méthode d'essai pour déterminer les caractéristiques de fatigue des barres de PRF sous charge cyclique de traction a été adoptée par les JSCE (JSCE-E 535 1995) et une méthode similaire a été proposée par l'ACI 440K (Benmokrane 2001).

1.9 Effets de l'environnement et la durabilité des renforts en PRF

La durabilité des PRF dans le béton a principalement été étudiée à l'aide des essais de vieillissement accélérés qui exposent des échantillons à des environnements plus sévères que ceux qu'ils rencontrent normalement en service (Benzarti K et al. 2002). Les résultats d'essais sont ensuite utilisés pour

extrapoler un comportement probable à long terme. Des modifications dans les propriétés mécaniques telles que la résistance à la traction, le cisaillement interlaminaire, le module élastique et l'adhérence à l'interface, sont les meilleurs indicateurs indirects de la durabilité des renforts composite FRP. Ceux-ci peuvent être complétés par des études de propriétés physiques et microstructurales en utilisant des techniques telles que l'ATG (Analyse ThermoGravimétrique), le MEB (Microscope Electronique à Balayage), l'AMD (Analyse Mécanique Dynamique), la CBD (Calorimétrie à Balayage Différentielle) et l'IRTF (Spectroscopie Infrarouge à Transformée de Fourier). Bien que des progrès considérables aient été accomplis afin de comprendre le mécanisme de détérioration des renforts PRF dans le béton, les ingénieurs de bureau d'études ne disposent toujours que de données limitées. L'absence d'un accord international sur des méthodes d'essai de durabilité des PRF, la variabilité des méthodes de production des PRF, les différents types de fibres, polymères, et associations fibres / polymères et le manque de données sur les performances en temps réel compliquent encore la question. Il est donc nécessaire d'identifier et de ratifier des méthodes d'essai normalisées, méthodes qui pourraient être recommandées en toute confiance aux ingénieurs du génie civil pour l'utilisation des PRF comme armature de béton et torons de précontrainte.

1.9.1 Facteurs affectant la durabilité des renforts PRF :

Les facteurs affectant la durabilité des PRF sont différents de ceux qui affectent les armatures en acier. Par exemple, les PRF ne semblent pas être significativement affectés par les chlorures ou le processus de carbonatation.

Dans un matériau composite PRF trois éléments influencent ses propriétés à long terme: la matrice, les fibres et l'interface fibre / matrice. Chacun de ces éléments peut être susceptible d'être attaqué par divers environnements agressifs, mais les trois doivent continuer à fonctionner pleinement tout au long de la durée de vie du composite. La matrice est naturellement résistante au milieu agressif, et en conséquence, elle empêche la détérioration des fibres et la région d'interface en fournissant une barrière contre le béton et l'environnement extérieur. Les facteurs externes qui peuvent influencer l'efficacité de cette protection sont:

- La nature de l'environnement (PH du béton et la présence d'espèces ioniques agressives),
- Le niveau de contrainte appliqué au composite,
- La température,
- L'état des composites (extrémités découpées, dommages, etc),
- La qualité des composites (finition de surface, présence de vides, homogénéité de la résine).

La résine protège les fibres de l'environnement agressif et il est donc fortement conseillé de protéger (recouvrir) les fibres qui sont exposées suite à la découpe des barres et veiller à ce que les barres ne soient pas endommagées pendant le transport pour minimiser les risques de dégradations et augmenter la durabilité.

Il est aussi important, en termes de durabilité des renforts PRF, de veiller à ce que les résines possèdent certaines propriétés. Il faut en effet qu'elles soient :

- Intrinsèquement capables de résister à l'attaque des chlorures et de l'alcali,
- Capables de résister aux microfissures,
- Suffisamment imperméables pour résister à la pénétration des agents environnementaux à l'intérieur,
- Faciles à traiter pour minimiser les variations de la qualité,
- Compatibles avec les fibres pour assurer une bonne adhérence à l'interface fibre/matrice.

Les effets de l'environnement peuvent considérablement influencer les caractéristiques à long terme des PRF. Des liquides (eau, solutions alcaline et salines) peuvent se diffuser dans les résines de PRF et causer une diminution des propriétés mécaniques (Uomoto 2001). Nous présentons maintenant les principaux effets de l'environnement sur les propriétés des résines utilisées pour fabriquer les PRF.

1.9.2 Effet de l'eau

La résine de la matrice absorbe l'eau et la quantité d'eau absorbée dépend du type de résine et de la température de l'eau. L'effet de l'eau sur les propriétés des composites de PRF a été étudié à différentes températures et différents degrés d'humidité, ainsi que dans le cas d'immersion totale dans l'eau à différentes températures et niveaux de contraintes (Bank et al. 1995, Saadatmanesh et al. 1997, Hayes et al. 1998, Steckel et al. 1998, Verghese et al. 1998 et Deijke 1997). Les indicateurs communs pour évaluer la performance de durabilité à long terme du PRF dans ces conditions sont les changements de résistance à la traction et de module d'élasticité. Les études indiquent que la détérioration des résines polymères peut se produire lorsque les molécules d'eau agissent comme plastifiants de la résine et perturbent les liaisons de Van der Waals dans les chaînes de polymères (Bank et al. 1995). Ceci provoque des changements dans le module, la résistance, la déformation à la rupture et la dureté. Ces effets sont souvent réversibles, cependant, un gonflement de la résine peut provoquer des micro-fissures dans la matrice qui peut initier un décollement des fibres et une plus grande perméabilité (Hayes et al. 1998). En général on peut affirmer que les résines vinylesters montrent la meilleure résistance à l'absorption de l'eau, les résines époxy peuvent offrir une résistance suffisante (l'absorption maximale d'eau est environ de 3 % en poids), alors que les résines (polyester) ont généralement de mauvaises performances (Machida 1993). En ce qui concerne les fibres, seules les fibres d'aramide sont sujettes à l'absorption de l'eau (Uomoto et al. 1999). Cette absorption d'eau cause une diminution réversible de la résistance à la traction, du module d'Young ou de la relaxation, une diminution irréversible de la résistance à la fatigue (Piggott 1980) et un gonflement des fibres qui provoque des détériorations (Sen et al 1998a). La diminution des caractéristiques de PRFA peut être de l'ordre de 15 à 25 % (Gerritse 1993).

La littérature portant sur cette problématique suggère indirectement que la dégradation peut être plus importante pour des températures élevées ($> 60\text{ }^{\circ}\text{C}$) avec une absorption d'humidité à saturation pour

les polyesters. Enfin, Hayes et al. (1998) ont constaté une amélioration des propriétés mécaniques pour certains renforts PRF dans l'eau.

1.9.3 Effet des chlorures

L'utilisation des PRF en milieux salins où l'acier est susceptible de se corroder sans protection supplémentaire peut être une application à fort potentiel. Aussi, il existe de nombreux travaux concernant l'étude des renforts en fibre de verre, d'aramide et de carbone (PRFV, PRFA et PRFC) dans des solutions de chlorure pour des concentrations allant jusqu'à 4% (Saadatmanesh et al. 1997, Sasaki et al. 1997, Sen et al. 1997, Gangarao et al. 1997, Chin et al. 1998, Steckel et al. 1998, Rahman et al. 1998 et Toutanji et al. 1998). Des barres chargées et non chargées ont été soumises à des températures allant jusqu'à 70 °C et dans des humidités relatives variables.

Les résultats des essais variant considérablement, il est difficile d'établir les causes réelles des dégradations et de faire la distinction entre l'attaque de chlorure, la diffusion d'humidité et / ou l'attaque alcaline des fibres. En général, les barres PRFC exposées de façon combinée à l'attaque de chlorure et à une humidité dans le béton montrent une petite dégradation avec le temps. Les renforts en PRFA et PRFV peuvent montrer une perte 50% de leur résistance et de leur rigidité et une relaxation des contraintes allant jusqu'à 30%. Il convient de souligner ici que la détérioration des PRF ne peut pas se produire en raison de l'attaque de chlorures mais, plutôt à cause de l'attaque alcaline ou à l'adoucissement de la résine causée par l'absorption d'eau. De plus, on a observé que les solutions salines constituent un environnement un peu plus sévère que l'eau douce.

En résumé, les données sur l'attaque de chlorures sont insuffisantes pour tirer des conclusions définitives. L'utilisation de PRF comme armature doit être basée sur la connaissance de la performance d'une barre spécifique dans un environnement combinant la présence de chlorures d'alcalins et d'humidité.

1.9.4 Effet des alcalins

Le béton est fortement alcalin en raison de la teneur élevée d'hydroxyde de calcium (Ca(OH)_2) dans la pierre de ciment durcie (pH 12.5 à 14). Ce problème nécessite une attention particulière car il peut affecter la durabilité des renforts en PRF. Les fibres de carbone n'absorbent pas les liquides et sont résistantes aux acides, alcalis et solvants organiques. Par conséquent, elles montrent une détérioration négligeable dans tout les types d'environnements sévères (Machida 1993, Tokyo Rope 1993). La détérioration des fibres de verre dans un milieu alcalin est bien connue (Clarke 1993). Il est généralement admis que les fibres de carbone ont la meilleure résistance aux alcalins suivies des fibres d'aramide et des fibres de verre (Steckel et al. 1998, Machida 1993). L'attaque alcaline est largement étudiée. Cependant, l'absence d'une méthode d'essai de durabilité internationalement reconnue, l'utilisation de diverses combinaisons de fibres et de polymères disponibles et la diversité des

méthodes de production des renforts PRF ont eu comme conséquences des données expérimentales très divergentes. Dans certaines études, les renforts PRF ont été incorporés dans le béton pour étudier les changements dans les propriétés de l'adhérence béton / PRF (Schebe et al. 1995), tandis que la majorité des projets de recherche a utilisé des solutions simulant la solution interstitielle du béton (pH voisin de 13), pour des plages de températures variant de 20 à 80 °C (Conrad et al. 1998). Il est important de noter ici que les solutions utilisées sont beaucoup plus agressives que les solutions interstitielles, ceci étant dû à la mobilité élevée des ions OH^- . Par conséquent, les données de ce type d'essais doivent être interprétées en tenant compte de ce facteur pour établir le degré de résistance des PRF en milieu alcalin. Il reste donc encore à ce jour à élaborer des modèles robustes pour traiter du problème de la durabilité des PRF en milieu alcalin.

Les résultats de la littérature indiquent que les renforts PRF se dégradent beaucoup plus vite dans une solution alcaline que dans le béton, ce qui est probablement dû à la plus grande mobilité des ions OH^- .

Des Observations spécifiques sont données ci-dessous :

- Une dégradation importante a été mise en évidence dans les barres de PRFV après l'exposition à des solutions alcalines à haute température (perte de la capacité en traction de 30 à 90%). Des barres incorporées dans le béton à différentes températures et présentant de bonnes combinaisons fibres - résines montrent une dégradation limitée, mais cette dégradation augmente avec la température et le niveau des contraintes.
- Les alcalis affectent peu la résistance des barres en PRFA (figure 1.25), mais la combinaison solution alcaline et contraintes de traction élevées (de l'ordre de 75% de la résistance ultime à la traction) peut provoquer dans les barres PRFA des endommagements significatifs. (Uomoto et al. 1999).
- Il n'y a pas de problème significatif d'attaque d'alcalins pour les barres en PRFC avec une combinaison appropriée fibre – résine.
- Les résines vinylesters ont une bien meilleure résistance aux alcalins que les résines polyesters, tandis que l'époxyde présente une résistance suffisante aux alcalins (Machida 1933).

La figure 1.25 montre l'influence des solutions fortement alcalines sur la résistance à la traction des PRF (Uomoto et al. 1995, 1999). On observe que les composites constitués de fibres d'aramide conservent pratiquement leur résistance.

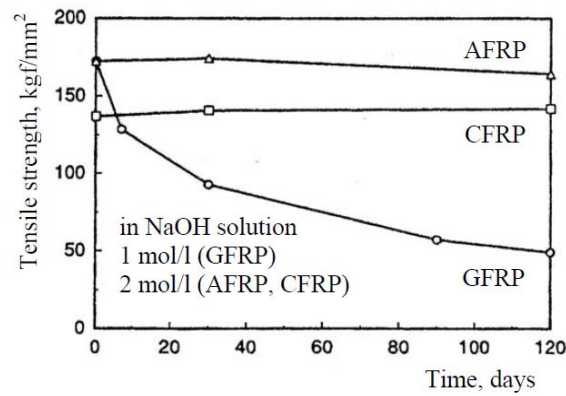


Fig. 1.25 Influence des alcalins sur la résistance en traction des PRF (Uomoto et al. 1999)

Le tableau 1.9 donne les résultats des différents travaux en termes de résistances des barres chargées et non chargées dans un milieu alcalin.

Author	Material	Resin	pH	Env.	Temp.	Duration	Stress while ageing	Strength loss	Claim
Tannous et al. (1998)	AFRP		12	sat. Ca(OH) ₂	60°C	1a		6.4%	
	AFRP		12		25°C	1a		4.3%	
	CFRP		12		60°C	1a		0%	
	CFRP		12		25°C	1a		0%	
	CFRP		12		60°C	1a		0%	
	CFRP		12		25°C	1a		0%	
Porter (1997)	GFRP		12.5-13		60°C	3m		55%	50a
	GFRP				60°C	3m		73%	
	CFRP				60°C	3m		0%	
Uomoto (1997)	GFRP			NaOH	40°C	4m			
	AFRP				40°C	4m			
	AGFRP				40°C	4m			
Allmusallam Al-Salloum (2005)	GFRP	VE	>13	Cement paste 1%Na ₂ O	40°C	4m	0	2.1%	
					40°C	8m	0	15.6%	
					40°C	16m	0	19.7%	
				in sea water	40°C	4m	20-25%	29.4%	
					40°C	8m	20-25%	39%	
					40°C	16m	20-25%	47.9%	
Alsayed Alhozaimy (1998)	GFRP	VE+UP		cement paste 20g/l NaOH	Out-door	4m		20%	
	GFRP	VE+UP				4m		0%	
	GFRP					4m		30%	
	GFRP					4m		0%	
Micelli, Myers, Nanni (2001)	GFRP		12.6	0.16% Ca(OH) ₂	60°C	21d		0%	14a
	GFRP			+1% NaOH	60°C	42d		0%	28a
	GFRP			+1.4% KOH	60°C	21d		30%	14a
	GFRP				60°C	42d		41%	28a
	CFRP				60°C	21d		1%	14a
	CFRP				60°C	42d		8%	28a
	CFRP				60°C	21d		0%	14a
	CFRP				60°C	42d		0%	28a
Benmokrane et al. (2005)	GFRP	VE: d= 9,5mm	12.8	ACI	64°C	2m	19-29%	12%	
	GFRP	9,5mm			20°C	14m	19-29%	15%	
	GFRP	12,7mm			57°C	4m	19-29%	17%	
	GFRP	16mm			55°C	1m	19-29%	2%	
	GFRP	16mm			61°C	2m		16%	
Rahman (1998)	GFRP	VE		58g/l NaOH	70°C	45d	30%	70%	
	CFRP	VE				370d	50%		
Arockiasamy et al. (1998)	CFRP		13-14			9m	65%	0%	
Scheibe Rostasy	AFRP			Air	20°C	3308h	75%	25%	
	AFRP			0.4m KOH	20°C	714h	75%	25%	
Weber (2004)	GFRP	VE	13.7	sat. Ca(OH) ₂	60°C	2000h	20%	<5%	87 years
	GFRP	VE		NaOH	60°C	2000h	25%	<5%	
	GFRP	VE		KOH	60°C	2000h	30%	<5%	

Tableau 1.9 Revue des résultats sur renforts en PRF en milieu alcalin en termes de perte de résistance

1.9.5 Effet des contraintes soutenues (rupture par fluage)

Les matériaux PRF peuvent se rompre sous des niveaux de contraintes lorsqu'ils sont soumis à des contraintes de traction soutenues inférieures à leur résistance à la rupture. Cette rupture est appelée rupture de fluage ou de fatigue statique. Pour les PRFV et les PRFA, la rupture par fluage peut avoir lieu pour des contraintes relativement faibles, alors que les PRFC ont une meilleure résistance. On observe lorsque l'on exprime le logarithme de la charge soutenue en fonction du logarithme du temps à la rupture on obtient une droite (relation linéaire). Ainsi, les données obtenues pour des contraintes élevées peuvent être extrapolées pour déterminer le niveau des contraintes théoriques qui correspondent à la durée de service requise (par exemple 100 ans). Le mécanisme de rupture sous des contraintes soutenues n'est cependant pas exclusivement lié aux contraintes.

Certains auteurs ont montré que les conditions environnementales affectent le temps de rupture. Une fibre de verre non imprégnée peut résister sous une contrainte égale à 70% de sa résistance à la rupture pendant 100 ans tandis qu'une fibre de verre immergée dans l'eau ne peut résister qu'à une contrainte égale à 50% de sa résistance ultime sur la même durée.

Le contact avec les acides et les alcalins peut conduire à une rupture soudaine pour des valeurs de contraintes encore plus faibles (Maxwell et al. 2005).

Certaines études permettent de prédire le temps de sous charge soutenue pour des fibres et des composites à base de fibres. Pour les fibres de verre E-glass, les contraintes maximales soutenues sur une période de 120 ans sont de l'ordre de 30% et 25% de la résistance à court terme pour des essais réalisés respectivement en air ambiant et dans l'eau. Scheibe et al. (1995) ont trouvé que la résistance théorique à la rupture par fluage d'une barre de PRFV (Polystal) dans l'air sec (20 °C, 65% d'humidité) est d'environ 70% de la résistance ultime à court terme après 106 heures ce qui correspond à une durée de vie de (114 ans). Selon Yamaguchi et al. (1997) les contraintes critiques dues à la rupture sous charge soutenue sont de 0.3, 0.47 et 0.91 fois la contrainte de rupture respectivement pour les PRFV, PRFA et PRFC après 50 ans. Pour la même période de temps, Ando et al. (1997) ont trouvé que ces coefficients sont égaux à 0.66 pour les PRFA et 0.79 pour les PRFC. Alwis et al. (2006) ont quant à eux trouvé une valeur de 0.45 pour les PRFA.

1.9.6 Effet des rayons ultraviolets (UV)

Les matériaux polymères peuvent être considérablement dégradés par les rayons ultraviolets (UV). Les renforts FRP noyés dans le béton sont protégés des rayons directs du soleil. Cependant, lorsqu'ils sont stockés en extérieur ou appliqués en tant que renforts externes, ils peuvent être exposés aux rayons ultraviolets. Des essais d'exposition ont été réalisés sur des barres en AFRP, CFRP et GFRP en laboratoire (l'intensité des UV est de $0.2 \text{ MJ/m}^2/\text{heure}$ et la température est de 26°C) (Kato et al. 1997) et sous conditions de chantier (Tomosawa et al. 1997). La résistance à la traction des échantillons vieillissants et vierges a été mesurée et comparée pour évaluer la dégradation. En outre, les fibres ont

également été testées après exposition aux UV sur une durée maximale de 1.000 heures. Les barres AFRP ont montré une diminution d'environ 13% de leur résistance à la traction après 2500 heures d'exposition, 8% pour les barres GFRP après 500 heures (pas de réduction par la suite) et les barres en fibres de carbone n'ont pas montré de diminution. D'autre part, la détérioration des matériaux CFRP et GFRP ne peut être attribuée qu'à la dégradation de la matrice, alors que la détérioration des AFRP est attribuée à la dégradation des fibres d'aramide, dégradation qui peut conduire à une perte de 30 % de la capacité de résistance en traction de la fibre.

1.9.7 Effet de la température

Les actions thermiques peuvent influencer les caractéristiques mécaniques et le comportement d'adhérence des PRF. Dans la direction longitudinale, les PRF ont un CTE quasi-identique à celui du béton. Cependant dans le sens transversal, dominé principalement par les propriétés de la résine, cette valeur est 5 à 8 fois plus élevée. Pour des cas spécifiques (fortes variations de température), cette différence entre les CTE longitudinaux et transversaux peut conduire à une pression radiale élevée sur la surface du renfort et provoquer des fissurations longitudinales de l'enrobage du béton. On comprend donc l'importance de l'enrobage du béton dans ce cas. Les effets thermiques peuvent également avoir une influence sur le vieillissement des résines et sur la résistance résiduelle des renforts en PRF (Benzarti K et al.2002). Les données expérimentales portant sur la variation du module d'Young des renforts en PRF due aux variations de température sont présentées sur la figure 1.26 (Rostásy 1996). Les résultats sont présentés pour une température de service des structures en béton. Certains matériaux polymères sont inflammables et se dégradent dans le cas d'une exposition au feu, la matrice déterminant essentiellement la résistance au feu des PRF. Un grand nombre de résines ont des températures de transition vitreuse inférieures à 150 °C. Les fibres quant à elles sont plus ou moins capables de résister à des températures plus élevées: 200 °C pour les fibres d'aramide, 300 à 500°C pour les fibres de verre et jusqu'à 800 à 1000 °C pour les fibres de carbone (figure 1.27) (Rostásy 1996). Les torons PRFC portés à des températures de 300 °C ont été examinés après refroidissement et ils ne montrent aucune diminution de leur capacité de résistance en traction (Tokyo Rope 1993).

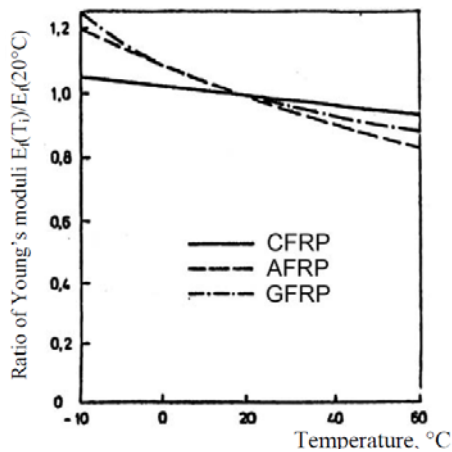


Fig. 1.26 Variation du module d'Young des renforts en PRF vs température (Rostásy 1996)

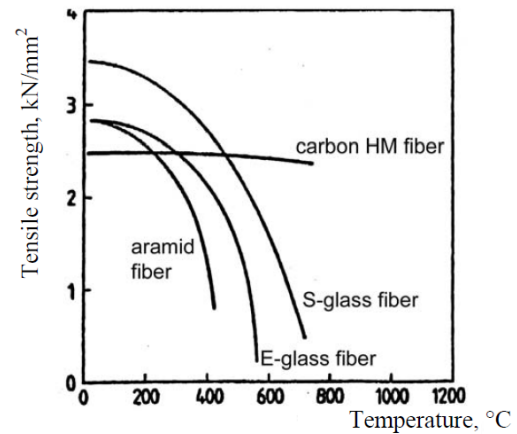


Fig. 1.27 Résistance en traction des renforts en PRF à haute température (Rostásy 1996)

Les expériences ont également montré que, en plus du type de fibres et de résines, la configuration de surface des renforts PRF a un rôle très important sur la résistance au feu et le comportement à haute température. Les renforts PRFC montrent un bon comportement à haute température. La diminution de la capacité de traction des torons en fibre de carbone soumis à une température de 400°C est de l'ordre de 20 % alors que les barres rondes en fibre de carbone ne montrent pas de détériorations (Tanao et al. 1997).

Le point le plus important concernant la température est donc la température de transition vitreuse (T_g). Les propriétés mécaniques des résines diminuent à l'approche de ce seuil de température. Pour éviter une rupture issue du ramollissement de la résine, la température maximale de service doit être inférieure à T_g . La littérature suggère que des températures supérieures à 60°C peuvent poser des problèmes importants pour les renforts en FRP mais, des recherches supplémentaires sont nécessaires pour tirer des conclusions robustes et en déduire des recommandations.

1.9.8 Carbonatation

Un nombre limité de travaux de recherche portant sur l'effet de la carbonatation du béton sur les renforts en FRP a été réalisé dans le cadre du projet EUROCRETE (Sheard et al. 1997), en étudiant un large éventail des aspects de la durabilité des FRP. Les résultats obtenus montrent plus de variabilité que pour les autres essais accélérés de durabilité. Cependant, aucune détérioration due à la carbonatation n'a été observée.

Il est donc peu probable que la carbonatation favorise la détérioration des barres de PRF dans le béton. Au contraire, la réduction associée du PH est susceptible d'augmenter la durée de vie et d'améliorer la durabilité du béton armé de PRF car elle réduit la solution alcaline du béton qui attaque les fibres et polymères.

1.9.9 Attaque par des acides

Il y a très peu de données dans la littérature portant sur les attaques des acides sur les renforts en PRF et leurs effets. Paradoxalement, il est probable que dans des conditions acides, la détérioration du béton pose un problème majeur. Il y a donc clairement besoin d'étudier ce problème et de proposer des ciments résistants aux acides, tels que le ciment alumineux pour les associer aux PRF dans les environnements acides.

Afin de prendre en compte les effets de l'environnement dans la conception des éléments armés ou précontraints par les renforts en PRF, des facteurs de réduction de la résistance des renforts en PRF qui rendent compte des effets environnementaux ont été proposés dans le cadre des codes et guides de conception internationaux. Le tableau 1.10 donne un résumé de ces facteurs.

<i>Factor</i>	<i>Code</i>	<i>ACI</i>	<i>CHBDC</i>	<i>JSCE</i>	<i>BISE</i>
Environmental		GFRP: 0.70-0.80 AFRP: 0.80 –0.90 CFRP: 0.90-1.00	GFRP*: 0.75 AFRP*: 0.85 CFRP*: 0.85	GFRP: 0.77 AFRP: 0.87 CFRP: 0.87	GFRP: 0.30 AFRP: 0.50 CFRP: 0.60
Sustained stress	Not Specified		GFRP: 0.80-1.00 AFRP: 0.50 –1.00 CFRP: 0.90-1.00	Not Specified	
Total strength reduction due to environmental agents and sustained stress		GFRP: 0.70-0.80 AFRP: 0.80 –0.90 CFRP: 0.90-1.00	GFRP: 0.60-0.75 AFRP: 0.42 –0.85 CFRP: 0.76-0.85	GFRP: 0.77 AFRP: 0.87 CFRP: 0.87	GFRP: 0.30 AFRP: 0.50 CFRP: 0.60
Specified upper tensile stress limits due to permanent load		GFRP: 0.14-0.16 AFRP: 0.16 –0.18 CFRP: 0.44-0.50	GFRP: 0.60-0.75 AFRP: 0.42 –0.85 CFRP: 0.76-0.85	GFRP: ≤0.7 AFRP: ≤0.70 CFRP: ≤0.70.	Not Specified

Tableau 1.10 Facteurs de réduction de la résistance des renforts en PRF due aux effets environnementaux
ACI code américain, CHBDC code Canadian, JSCE code Japonais et BISE code britannique

1.10 Adhérence des renforts PRF avec le béton

L'adhérence entre le béton et les renforts en PRF est la clé du développement de l'action composite des structures armées par ces renforts. Le comportement en flexion des éléments en béton armé ou précontraint (pré-tension) dépend fortement des propriétés d'adhérence entre ces deux matériaux. L'adhérence doit être suffisante pour assurer un transfert des effets entre le renfort et le béton. D'autre part, le remplacement des renforts en acier par les renforts en PRF modifie le mécanisme de transfert des forces entre le béton et le renfort en PRF. Les barres PRF sont des matériaux anisotropes ; la résistance au cisaillement et les propriétés transversales des PRF dépendent des propriétés de la résine

alors que ses propriétés longitudinales dépendent des propriétés des fibres (Al-Zahrani et al. 1999, Bakis et al. 1998).

L'adhérence entre les renforts PRF et le béton peut mobiliser jusqu'au moins trois mécanismes. Ces mécanismes sont l'adhésion chimique, l'action mécanique (des verrous) et le frottement. L'Adhésion décrit la liaison chimique qui se forme lors de l'hydratation du ciment entre la surface du renfort et le béton (Stratford 2001, Greco et al. 1998). Le mécanisme d'adhésion est seulement actif tant que le glissement n'a pas lieu et est le premier mécanisme qui donne lieu à une rupture. Le mécanisme de l'action mécanique dépend des déformations en surface du renfort et est activé après la perte d'adhésion. L'adhésion et l'action mécanique sont parfois appelées «les mécanismes d'adhérence primaires» parce qu'ils sont actifs pour des faibles niveaux de glissements. Le mécanisme du frottement survient après la perte des deux autres mécanismes et est donc dénommé «le mécanisme d'adhérence secondaire». Une grande partie des renforts en PRF se présente sous forme de joncs lisses, et plusieurs méthodes ont été proposées pour améliorer leur adhérence avec le béton comme le sablage, le recouvrement par des couches de résine et de sable, et l'usinage. (Al-Zahrani et al.1999, Bakisa et al 1998, Al-Mahmoud et al. 2007, Wang et al. 1999, Benmokrane et al. 2002). La réponse contrainte d'adhérence-glissement pour diverses formes de renfort PRF peut être déterminée à l'aide d'essais d'arrachement (pullout). Le schéma d'un essai typique de pullout est illustré en figure 1.28, tandis que la figure 1.29 représente un autre type d'essais à savoir l'essai d'adhérence par flexion (beam test).

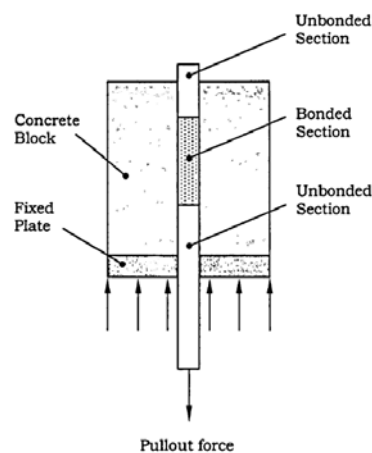


Fig. 1.28 Schéma de l'essai d'arrachement (pull-out)

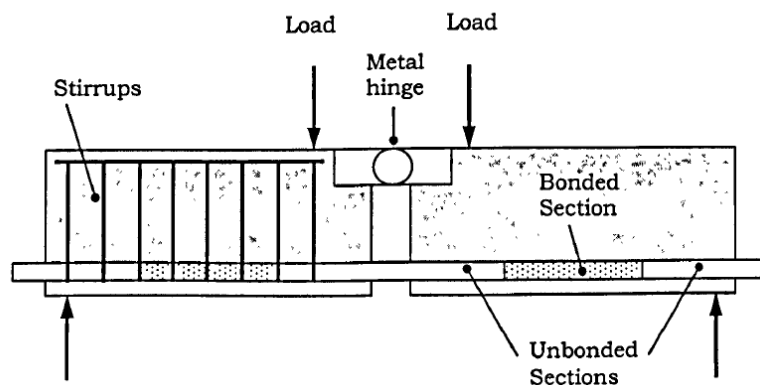


Fig.1.29 Schéma de l'essai d'adhérence par flexion (beam test)

Pour les essais de pullout, le renfort a une courte longueur de scellement et les contraintes d'adhérence sont donc réparties assez uniformément sur toute cette longueur. Toutefois, dans le cas des essais de flexion (beam test), la longueur de scellement étant plus importante, des forces importantes sont développées et la distribution des contraintes d'adhérence varie le long de la barre (Stratford 2001). Le pic des contraintes d'adhérence s'éloigne de l'extrémité chargée quand la charge augmente (Stratford 2001). En outre, les contraintes maximales d'adhérence obtenues dans le cadre des essais de flexion ont été jugées inférieures à celles des essais d'arrachement direct (Benmokrane et al. 1996).

Une revue des différents résultats expérimentaux disponibles dans la littérature, y compris les essais de type pullout et beam test, révèle que la résistance à l'adhérence varie considérablement. Il a été constaté que ces variations sont causées par un ou plusieurs facteurs tels que la configuration de la surface, la longueur d'ancrage, le diamètre de la barre, le gonflement des barres PRF dû aux variations de température et l'absorption d'humidité pendant le durcissement du béton (Wang Z, et al. 1999, Benmokrane et al. 2002, Tighiouart B et al. 1998, Bakisa CE et al. 1998, Achillides Z et al. 2004, Al-Zahrani MM et al. 1999, Cosenza E et al. 1997).

La rupture de l'adhérence des barres en acier se produit généralement par l'écrasement du béton à proximité des nervures (verrous) tandis que pour les PRF, il est en grande partie causé par une rupture partielle dans le béton et des endommagements importants sur la surface des barres en PRF (détachement des grains de sable, cisaillement des nervures,...). Kanakubo et al. (1993) ont effectué une série d'essais d'arrachement sur des barres PRF avec des fibres de verre, de carbone et d'aramide. Ils ont constaté que la résistance à l'adhérence des barres PRF ayant des nervures ou verrous sur la surface est presque identique à celle des barres en acier, tandis que les barres sablées ou recouvertes de sable présentent 80 à 95% de la résistance à l'adhérence des barres nervurées. Ils ont conclu que le module élastique d'une barre de PRF n'a aucune influence sur la résistance à l'adhérence dans le cas de l'essai d'arrachement simple. Ceci a été plus tard confirmé par Sakai et al. (1999). Nanni et al. (1995)

ont également effectué des essais d'arrachement directs sur des barres en fibres de carbone et de verre en utilisant différentes configurations de surface. Ils ont trouvé que les barres qui mobilisent une action mécanique (verrouillage) ont une force d'adhérence bien plus grande que celles qui ne mettent en jeu que le frottement (surface recouverte de sable), et que la contrainte moyenne d'adhérence diminue avec l'augmentation de la longueur d'ancrage. En outre, Nanni et al. (1995) ont conclu que la résistance à la compression du béton n'a aucune influence sur l'adhérence ou le mode de rupture. Ceci implique que l'adhérence dépend fortement de la résistance au cisaillement des nervures de la barre, qui peut être directement liée aux propriétés de la matrice (résine). Cela a également été confirmé par Al-Zahrani et al. (1996) dans le cadre de tests d'arrachement.

Achillides et al. (1997a) ont mené des travaux expérimentaux sur le comportement de l'adhérence entre les barres PRF et le béton. Ils ont montré dans le cadre d'essais d'arrachement que la résistance moyenne d'adhérence développée par les barres PRF disponibles commercialement semble être de 80% supérieure à celle développée par des barres équivalentes en acier. Ils ont montré que pour les barres en PRF, la rupture d'adhérence peut se produire au niveau de la surface de la barre par décollement d'une partie de la couche extérieure et en conséquence l'adhérence des barres PRF n'est pas contrôlée par la résistance du béton mais par la résistance au cisaillement de la résine. Ils ont également observé que la rupture de l'interface s'est produite uniquement lorsque la résistance du béton est supérieure à 20 MPa, résistance inférieure à la moitié de la résistance systématiquement utilisée pour le béton précontraint. La figure 1.30 reprend des résultats publiés par la société japonaise de génie civil (JSCE-E 531-1995) qui comparent différents types de renforts en PRF (ayant différentes configurations de surface) avec des barres en acier.

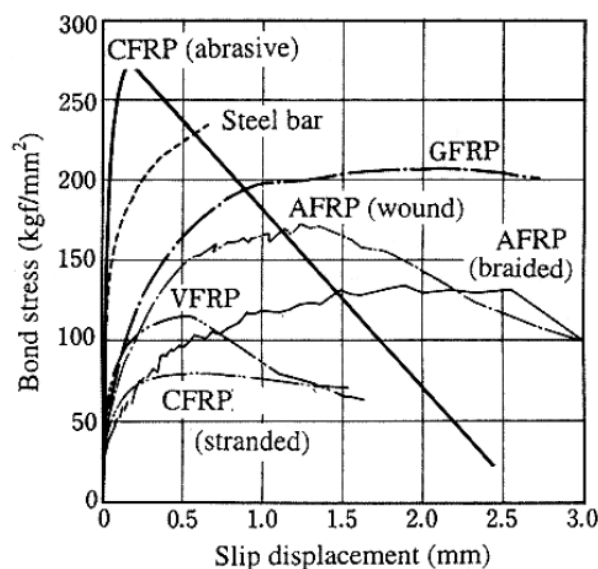


Fig.1.30 Résultats d'essais pullout réalisés sur différents renforts en PRF et en acier (JSCE-E 531-1995)

1.10.1 Effet d'un gradient thermique sur l'adhérence

Nous avons déjà vu que l'augmentation de la température des barres en PRF cause une expansion thermique transversale et une pression sur le béton. Cette pression est alors superposable à celle de l'effet Hoyer, et une fissuration du béton pourra avoir lieu due aux contraintes de traction dépassant la résistance à la traction du béton. Le suivi des longueurs de transfert après des cycles thermiques peut renseigner sur l'état de l'adhérence.

Taerwe et al. (1995) ont étudié l'effet de l'expansion thermique transversale des tendons ARAPREE 7.5 mm sur l'adhérence, ainsi que sur l'apparition de fissuration à l'aide de prismes de dimensions 70*70*1000 mm, 60*60*1000 mm et 50*50*1000 mm de béton de résistance en compression 71 MPa à 28 jours. Les spécimens ont subi quatre cycles de température entre 20 et 50°C à trois mois de mûrissement. Les auteurs ont pris des mesures de déformation pour déterminer les longueurs de transfert dans les prismes précontraints avant et après les cycles thermiques. Les mesures n'ont pas indiqué de dégradation de l'adhérence due à une augmentation de la longueur de transfert. Cependant il faut insister sur le fait que le béton utilisé présentait une résistance élevée (71 MPa à 28 jours)

1.10.2 Effet Hoyer pour les torons en PRF

Lors de la mise en tension du toron (barre) en PRF, il y a diminution du diamètre du toron par effet de Poisson. Après durcissement du béton et relâchement de la force de la précontrainte une forte expansion transversale se produit dans le toron au niveau des zones d'ancrage en créant un effet de coin appelé aussi l'effet Hoyer (Hoyer et al. 1939). La force de précontrainte caractéristique du niveau de précontrainte efficace est donc transférée au niveau de l'interface toron-béton de l'extrémité de la poutre (par frottement ou action mécanique) à une distance de l'extrémité de la poutre appelée longueur de transfert. L'effet Hoyer augmente l'adhérence et provoque une contrainte radiale de traction dans le béton environnant. Cependant, pour des hauts niveaux de précontrainte, l'expansion radiale peut provoquer des fissures horizontales de traction dans le béton. Pour améliorer considérablement la résistance au fendage du béton précontraint par PRF, Malvar (1994), Kanakubo et al. (1993) et Nanni et al. (1995) ont proposé d'utiliser des renforcements sous la forme d'hélices circulaires continues placés autour des renforts.

1.11 Longueur de transfert et longueur de développement

Alors que dans le béton précontraint par post-tension, la force effective de précontrainte (f_{pe}) est transférée directement au béton à l'aide d'ancrages permanents situés à l'extrémité de l'élément en béton, dans le béton précontraint par pré-tension, ce transfert est fait au moyen de l'adhérence le long d'une longueur spécifique nommée la longueur de transfert (L_t) (Issa et al. 1993) (figure 1.31). La longueur de transfert est en d'autres termes la distance requise pour transmettre la force de précontrainte effective du toron au béton. La longueur de transfert est nulle pour le béton post-tendu

puisque le transfert de la force de précontrainte ne se fait pas par adhérence. La longueur de transfert d'un toron en PRF est fonction de la configuration de surface du toron, du niveau de précontrainte, de la méthode utilisée pour transférer la force du toron au béton (la longueur de transfert lors d'un relâchement soudain est plus grande que celle d'un relâchement progressif), de l'enrobage, de la résistance du béton et de l'effet Hoyer. Dans le cas de charges externes, une longueur additionnelle est requise pour développer la résistance ultime de l'armature de précontrainte et elle est nommée longueur d'adhérence à la flexion (L_a). Les contraintes d'adhérence dues à la flexion se manifestent lors de la variation de la tension le long du tendon résultant de la variation du moment de flexion dans les sections adjacentes. Elles sont alors proportionnelles au taux de variation du moment de flexion ou à l'effort tranchant dans une position donnée le long de la travée. Il est à signaler que lorsque le béton n'est pas encore fissuré, les contraintes d'adhérence de flexion sont très faibles, et après fissuration, ces contraintes deviennent importantes. La somme des deux longueurs, longueur de transfert et longueur d'adhérence à la flexion, est appelée longueur de développement (L_d) (figure 1.31).

Pour estimer la longueur de transfert il suffit de déterminer la variation des déformations dans le toron PRF. Ceci peut être réalisé soit directement par collage de jauges de déformation sur le toron avant la mise en tension ou bien indirectement par calcul de la variation de déformation du béton au niveau du toron (Russel et al. 1996) à l'aide d'un extensomètre à billes. Les différences entre les mesures initiales et finales le long de la longueur de la poutre fournissent une distribution graphique à partir de laquelle la longueur de transfert est déduite.

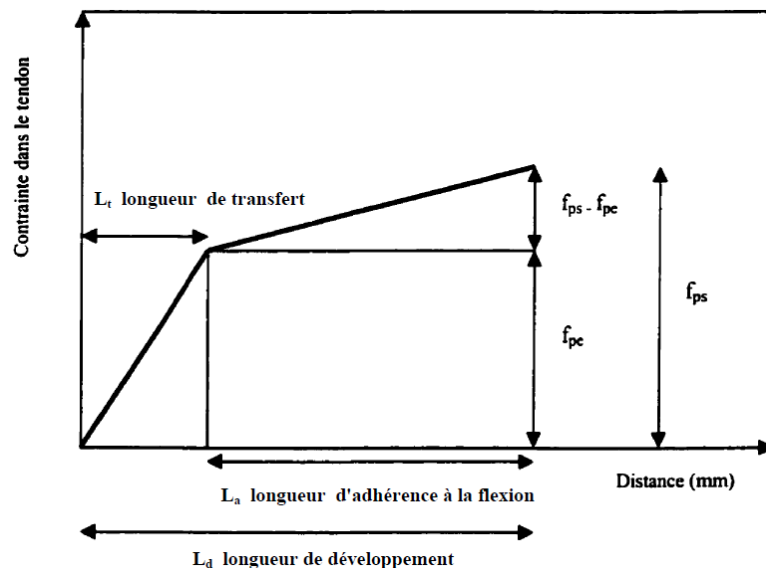


Fig.1.31 Développement des contraintes dans un toron PRF mis en pré-tension ;

f_{pe} précontrainte effective, f_{ps} contrainte à la rupture

Mahmoud et al. (1996) ont effectué des essais sur des poutres précontraintes de sections T pour déterminer la longueur de transfert des torons en PRFC (CFCC) de 10.5 mm à 12.5 mm de diamètre et de barres en PRFC (Leadline) de diamètre 8 mm. Ils ont appliqué une force de précontrainte initiale variant de 50% à 80% de la résistance à la traction du toron (barre), pour une résistance à la compression du béton variant de 37 à 50 MPa lors du relâchement de la force de précontrainte. Ils ont constaté que le retrait et le fluage du béton n'ont pas d'influence sur la longueur de transfert et que l'effet Hoyer à l'extrémité de la poutre a une influence importante (les contraintes d'adhérence sont plus élevées que pour les éléments précontraints par torons en acier menant à une longueur de transfert plus courte). La valeur de la longueur de transfert était comprise entre 450 mm et 650 mm (56d-81d) pour la barre Leadline, 300 et 425 mm pour le toron CFCC. Soudki et al. (1997) ont testé 5 poutres en T précontraintes avec des barres en PRFC (Leadline). La longueur de transfert au relâchement était comprise entre 650 et 725 mm (80d-90d) en fonction du niveau de précontrainte. Dans une autre étude, Domenico et al. (1998) ont étudié la longueur de transfert du toron CFCC ($d = 12.5$ à 15.2 mm) dans des poutres précontraintes de sections T. Le niveau de précontrainte initiale variant de 50% à 75% tandis que la résistance à la compression du béton était comprise entre 30 à 45 MPa. Les résultats des longueurs de transfert mesurées sont donnés dans le tableau 1.11.

Diameter of CFCC® [mm]	Level of prestress	Transfer length
Ø12.5	$0.50f_{tu}$	$12\phi_f$
	$0.75f_{tu}$	$30\phi_f$
Ø15.2	$0.50f_{tu}$	$14\phi_f$
	$0.60f_{tu}$	$24\phi_f$
	$0.75f_{tu}$	$26\phi_f$

Tableau 1.11 Longueurs de transfert mesurées par Domenico et al. (1998) pour des torons CFCC

Les auteurs ont constaté que l'épaisseur d'enrobage du béton appliquée (de $3.3d$ à $6d$) n'a pas d'influence sur la longueur de transfert. Lu et al. (2000) ont constaté que des formules utilisées pour déterminer la longueur de transfert des torons de précontrainte en acier ne donnent pas de bonnes prédictions pour les torons en PRFC en raison de la résistance à l'adhérence élevée des torons PRFC. Ils ont recommandé que la longueur de transfert soit d'au moins $50d$ pour les torons en PRFC. Grace (2000) a conclu que le relâchement lent (progressif) de la force de précontrainte aboutit à une longueur de transfert plus longue (environ 15 à 28 %) pour les torons PRFC par rapport à celle déterminée pour le relâchement soudain. Ces résultats sont en contradiction avec les résultats obtenus avec les torons en acier. Le tableau 1.12 résume les résultats obtenus sur les longueurs de transfert des torons PRFC par (Grace, 2000).

Tendon type	Slow release of prestressing force	Sudden release of prestressing force
Leadline®	66 \varnothing_f to 73 \varnothing_f	47 \varnothing_f to 59 \varnothing_f
CFCC®	33 \varnothing_f to 47 \varnothing_f	27 \varnothing_f to 38 \varnothing_f

Tableau 1.12 Longueurs de transfert mesurées par Grace (2000) pour des barres et torons en PRFC

Il découle des résultats expérimentaux d'Al Ehsani et al. (1997) que la longueur de transfert pour les barres de type Leadline est égale à 54d, tandis que celles des torons CFCC est égale à 50d (Al Ehsani et al. 1997). D'autres résultats trouvés dans la littérature concernant tous les types de renforts utilisés dans la précontrainte sont récapitulés dans le tableau 1.13 qui donne la longueur de transfert (L_t) et la longueur de développement (L_d).

Matériaux	Type	Diamètre (mm)	Résistance ultime (MPa)	Niveau de précontrainte	L_t/d	L_d/d
PRFA	Arapree	9.9	2450	50-70%	16-50	100
	FiBRA	10.4	1430	40-60%	20-50	90
	Technora	7.4	1720	60%	50	140
PRFC	Leadline	7.9	1980	50-70%	50-80	175
	CFCC	8.3	2220	50-70%	50	ND

Tableau 1.13 Longueurs de transfert et de développement typiques des renforts de précontrainte en PRF

1.12 Nécessité des Systèmes d'ancrage pour les torons (barres) en PRF

L'utilisation des torons (barres) PRF pour la mise en précontrainte d'éléments en béton présente certaines difficultés qui proviennent des différences fondamentales des propriétés mécaniques de ces matériaux avec celles de l'acier. Les torons en PRFC sont sensibles aux contraintes perpendiculaires à l'axe des fibres. Cette caractéristique rend difficile la mise au point d'un système d'ancrage mécanique fiable. Les torons en acier sont généralement ancrés en utilisant un système de clavettes. En raison de la faible résistance des torons en PRF dans le sens transversal, ces systèmes d'ancrage conventionnels ne conviennent pas aux PRF car les clavettes peuvent exercer une forte pression latérale et écraser les torons en PRF provoquant une défaillance prématurée. Un système d'ancrage spécifique doit donc être développé pour développer la résistance totale du toron en évitant la rupture dans la zone d'ancrage. L'absence d'un système d'ancrage simple et fiable pour la mise en tension des tendons en PRF constitue un obstacle technique à une utilisation généralisée des PRF pour la précontrainte. Deux catégories de systèmes d'ancrage ont principalement été testées jusqu'à maintenant. La première est un

système de clavettes (coins) (Al Mayah et al. 2001, 2007, Soudki 2005, Sayed-Ahmed et al. 1998) composé d'un manchon à cône interne et de coins (en plastique ou en acier) (figure 1.32). La deuxième est un système par adhérence (Nanni 1996, Benmokrane 2004) composé d'un tube métallique rempli d'une résine ou d'un coulis cimentaire expansif (figure 1.33). Les deux types de systèmes ont permis d'obtenir des résultats probants en laboratoire, mais leur utilisation sur chantier s'est montrée moins performante (glissements).

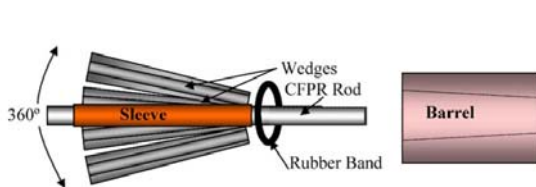


Fig.1.32 Système de clavettes (Al Mayah et al. 2007)

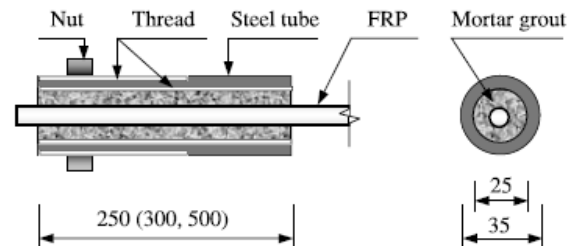


Fig.1.33 Système par adhérence Benmokrane2004)

Ces systèmes ne sont pour l'instant pas suffisamment robustes car dépendent trop des conditions de laboratoire.

1.12.1 Les exigences d'un système d'ancrage de précontrainte

Les principales exigences que doivent remplir un système d'ancrage pour assurer des performances durables ont été établies dans un certain nombre d'études (Sayed-Ahmed et al. 1998, Reda et al. 1997b, Nanni et al. 1996, Hercules Aerospace 1995, Holte et al. 1993a et Rostasy et al. 1993). Ces exigences contiennent des conditions d'efficacité de l'ancrage, teneur en fatigue, absence de fluage, durabilité, simplicité de mise en œuvre,

Bien que de nombreux systèmes d'ancrage aient été développés pour permettre l'utilisation de tendons en PRF dans les applications de post-tension, aucun des systèmes développés ne permet de remplir toutes les exigences de base concernant la fiabilité et la durabilité. Nous proposons ci-dessous un examen des différents systèmes d'ancrage existants.

1.12.2 Système de clavettes

Ce système d'ancrage est constitué de deux parties principales. Un manchon (cylindre) à intérieur conique et des clavettes (coins) avec ou sans dents. Ce système a été essentiellement développé pour l'ancrage des torons en acier (figure 1.34).

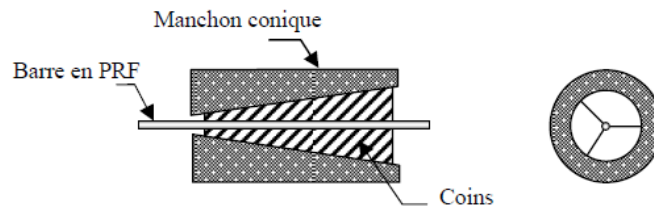


Fig. 1.34 Système de clavettes utilisé pour l'ancrage des torons PRF

Il est généralement préféré grâce à sa compacité, facilité de montage, possibilité de réutilisation et fiabilité. Ce type d'ancrage peut être subdivisé en deux catégories: les systèmes avec contact direct entre les coins et le toron, et les systèmes utilisant une gaine de protection entre les coins et le toron. Le mécanisme d'ancrage repose principalement sur l'action du frottement et de la force de serrage entre le manchon, les coins et le toron. Ce système a été modifié pour être utilisé avec les torons (barres) en PRF en augmentant sa longueur pour réduire les contraintes transversales sur le toron. Le nombre de coins varie de deux à six. La principale raison de l'augmentation du nombre de coins est de fournir une distribution plus lisse et uniforme des contraintes latérales dans la direction radiale du toron. Un système d'ancrage métallique a été développé dans le cadre du programme ISIS Canada (Sayed-Ahmed et al. 1998, Campbell et al. 2000) pour une barre en PRFC (Leadline) de diamètre 8 mm. Le système est constitué de trois composants: un manchon en acier inoxydable avec une douille conique, un ensemble de quatre coins inox et une fine gaine en métal mou qui est placée entre les coins et la barre. La caractéristique distincte de cet ancrage est que l'angle des coins est de 0.1 degrés supérieur à l'angle de la surface intérieure du manchon. Cet angle différentiel permet de produire une répartition souhaitable des contraintes radiales sur la barre et assure que la rupture de la barre se produise en dehors de l'ancrage. Une étude expérimentale et analytique de cet ancrage a été réalisée par Al -Mayah et al. (2001). Des versions non métalliques de cet ancrage, dans lesquelles les éléments sont fabriqués soit en béton fibré à ultra performance (BFUP) renforcé par des tissus en fibre de carbone, ou bien en béton de poudres réactives avec des fibres de carbone, ont été respectivement développés et testés par Reda Taha et al. (2003a, b) et Shaheen (2004).

Le mode de défaillance commun de ces systèmes est causé par des dommages locaux dans les torons (barres) FRP qui sont dus à un effet de pincement des coins. L'utilisation des coins en plastique pour ce système d'ancrage a montré une efficacité satisfaisante mais cette utilisation est limitée à des applications de pré-tension. Pour éliminer la rupture prématurée des torons en PRF dans la zone d'ancrage deux concepts différents ont été exploités. Meier (1995) a montré que si on utilise un matériau avec une raideur variable pour le coin, le pic de cisaillement sera évité et le système d'ancrage sera capable de résister jusqu'à la capacité ultime du toron. Une réduction similaire du pic de contraintes de cisaillement peut être réalisé en utilisant un angle différentiel entre les coins et le manchon conique (Sayed -Ahmed et al. 1998, Kerstens et al. 1998). Comme mentionné ci-dessus l'angle différentiel permet de serrer le toron dans le premier temps à l'extrémité arrière du manchon, en

augmentant progressivement le serrage vers l'extrémité avant. La figure 1.35 montre l'effet d'utilisation d'une résine de rigidité variable et d'un angle différentiel sur la répartition des contraintes de cisaillement sur toute la longueur d'ancrage. Des auteurs ont vérifié expérimentalement et numériquement par éléments fini ces deux techniques et ont montré que les contraintes de cisaillement et les contraintes radiales développées autour du toron sont assez uniformes lorsque ces techniques sont utilisées (Al Mayah et al. 2001, Campbell et al. 2000, Kerstens et al. 1998, Concrete International, Vol. 24, No.12, 2002].

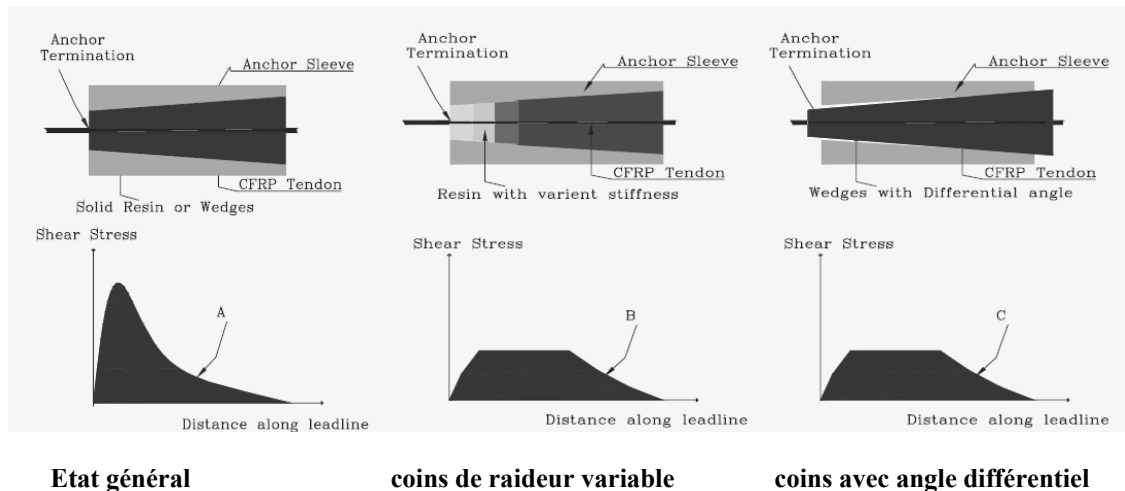


Fig.1.35 Utilisation d'une matrice à rigidité variable ou un angle différentiel et effets sur la répartition des contraintes de cisaillement (Mahmoud M et al. 2003)

1.12.3 Système d'ancrage à pinces de serrage

Ce système se compose de plaques en acier ayant une cannelure circulaire de diamètre semblable à celui de la barre PRF (figure 1.36). Les deux plaques sont placées autour du toron (barre) et l'ensemble est maintenu par des boulons. La force est transférée du toron (barre) à l'ancrage par un mécanisme de cisaillement-frottement. La réponse de ce système est influencée par des paramètres tels que la rugosité de la surface d'interface et la force de serrage appliquée par les boulons. La performance de l'ancrage est améliorée en utilisant un tube fin intermédiaire (pour protéger le toron contre l'écrasement) de faible raideur et à haut allongement à la rupture (cuivre par exemple) afin de diminuer la pression latérale sur le toron (Malvar et Bish 1995, ACI 440.4R-04 2004). La longueur de l'ancrage peut être modifiée selon le matériau choisi pour que la résistance ultime du toron soit atteinte.

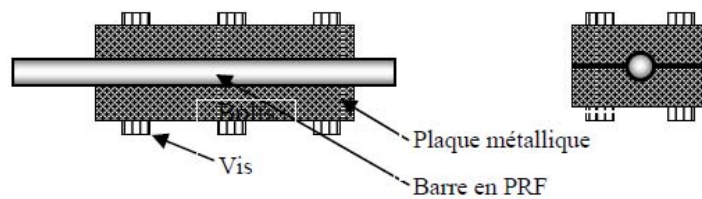


Fig.1.36 Système de serrage utilisé pour l'ancrage des torons PRF

1.12.4 Système d'ancrage par adhérence (manchon droit de section constante)

Dans cet ancrage, le toron (barre) PRF est incorporé dans un boîtier métallique tubulaire en acier ou en cuivre rempli de résine ou de ciment expansif (figure 1.37). Le mécanisme de transfert de charge se fait par liaison à l'interface entre le toron (barre) et le matériau de remplissage et, entre le matériau de remplissage et le manchon métallique. L'amélioration de la liaison entre les éléments d'ancrage peut se faire en utilisant un manchon à filetage interne en remplissant à l'aide d'un matériau rigide (sable ajouté à la résine), ou les deux. Harada et al. (1993) ont utilisé des matériaux cimentaires par remplir le manchon métalliques droit (Harada et al. 1993, ACI 440.4R-04 .2004). Le ciment expansif génère une forte pression latérale (de 25 à 40 MPa) et augmente la résistance au glissement du toron. Dans ce cas, une longueur de 40 cm a suffit pour développer la résistance ultime de la barre. L'efficacité de ces ancrages a également été démontrée dans le cadre d'essais de relaxation à température élevée (Dye et al. 1998). Le principal défaut de ce type d'ancrage semble être le temps de durcissement des matériaux cimentaires expansifs (2 à 3 jours).

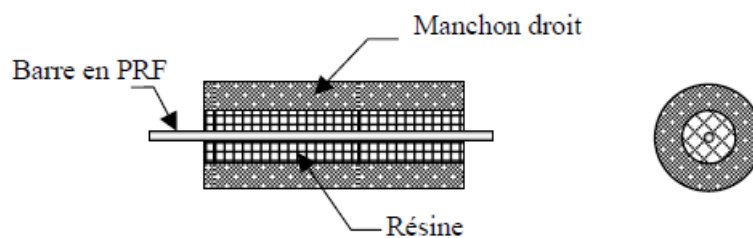


Fig.1.37 Ancrage par adhérence (manchon droit) utilisé pour l'ancrage des torons PRF

1.12.5 Système d'ancrage par adhérence (manchon profilé)

L'ancrage manchon profilé regroupe les mêmes composants que l'ancrage d'un manchon droit. La principale différence entre les deux systèmes vient du profil variable de la surface intérieure du manchon, qui peut être conique linéaire ou conique parabolique (figure 1.38). Le mécanisme de transfert de charge du toron au manchon se fait par cisaillement d'interface, cisaillement qui est fonction de la liaison et de la contrainte radiale produite par la variation du profil du matériau

d'enrobage. Un profil conique avec un angle de conicité constant est le type d'ancrage le plus commun. Kim et al. (1991) ont élaboré un ancrage de raideur variable pour les torons de PRFC. L'inconvénient de ce type d'ancrage provient aussi du temps de durcissement du matériau de remplissage.

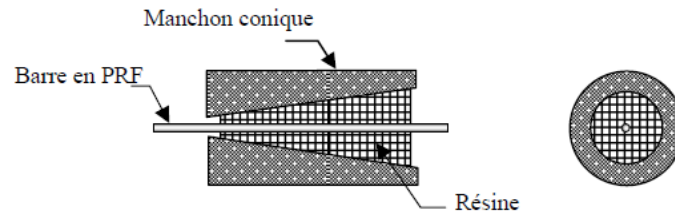


Fig.1.38 Ancrage par adhérence (manchon profilé) utilisé pour l'ancrage des torons PRF

1.12.6 Modes de rupture des systèmes d'ancrage PRF

Les modes de défaillance communs des différents systèmes d'ancrage doivent être considérés pour une meilleure compréhension des difficultés rencontrées dans le développement des nouveaux systèmes d'ancrage [Sayed-Ahmed et al. 1998, Holte et al. 1993 a et b). On peut classer ainsi les modes de défaillance :

- 1- Rupture du toron hors de la zone d'ancrage. C'est la performance optimale d'un système d'ancrage, car cela signifie que l'ancrage n'affecte pas la capacité de traction du toron.
- 2- Rupture par cisaillement dans la zone d'ancrage. Différents systèmes d'ancrage peuvent entraîner des contraintes de cisaillement excessives dues à certaines géométries d'ancrage. Ce genre de rupture a été observé lorsque le système d'ancrage développé pour l'acier a été utilisé pour ancrer les barres PRF.
- 3- Rupture de l'adhérence entre la résine et le toron. Cela peut se produire quand la force d'adhérence entre la résine et le toron est insuffisante pour rompre le toron en traction.
- 4- Rupture par glissement entre le toron et le système d'ancrage de type clavettes. Ce type de défaillance entraîne une perte complète de la force de précontrainte et peut provoquer la ruine de la structure.
- 5- Rupture par fluage à long terme de l'ensemble de l'ancrage du toron. La plupart des résines ont un faible module d'élasticité et sont très sensibles aux températures élevées ce qui se traduit par une déformation par fluage excessive. Ces déformations peuvent entraîner des pertes de précontrainte importante et des problèmes de maintenance associés.

1.13 Comportement en flexion des éléments précontraints par les PRF

La littérature comprend un certain nombre de rapports de recherche portant sur le comportement à court terme des poutres précontraintes par PRF. Ces travaux concernent, en général, des poutres précontraintes par prétension et post-tension. Il y a très peu d'études traitant des poutres précontraintes par post-tension par PRF en raison du manque de systèmes d'ancrage fiables pour les renforts en PRF. La comparaison du comportement en flexion de poutres en béton précontraint par renforts en PRF et torons acier montre que les poutres possèdent une rigidité de préfissuration très semblable mais que la rigidité post-fissuration est nettement différente suivant le matériau utilisé. Les poutres en béton précontraint par PRF présentent moins de rigidité post-fissuration et cela se traduit par des flèches et des fissures plus importantes, ceci étant dû au fait que le module élastique des PRF est plus faible que celui des aciers (figure 1.39).

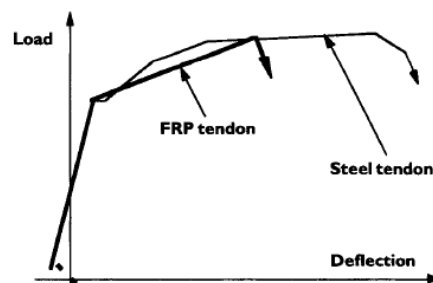


Fig. 1.39 Comparaison des courbes typiques charge- flèche des poutres précontraintes avec des torons en PRF et en acier

La réponse charge-flèche des poutres précontraintes par des barres et torons en PRFC (Leadline et CFCC) a été étudiée par (Abdelrahman et al. 1995, Abdelrahman et al. 1997, 1999, Arockiasamy et al. 1995, Sen et al. 1993, Abass et al. 1998, Fam et al. 1995). Les essais de chargement statiques ont consisté à charger les poutres à une charge proche de la capacité ultime à la flexion (basée sur la résistance du renfort PRFC garantie par le fabricant) puis à décharger les poutres pour examiner la déformation résiduelle. Les poutres ont par la suite été rechargées jusqu'à la rupture. Voici les observations rapportées:

- 1) Les réponses charge vs flèche des poutres précontraintes avec des barres ou torons en PRFC sont bilinéaires en raison du comportement élastique linéaire des renforts PRFC.
- 2) Dans l'état non fissuré la rigidité de la poutre peut être évaluée par le moment d'inertie de la section transversale brute du béton.
- 3) La fissuration provoque une réduction de la rigidité de la poutre de l'ordre de 65 à 70%.
- 4) La flèche résiduelle lors du déchargement est négligeable en raison du relâchement de l'énergie élastique emmagasinée dans les PRFC.
- 5) Les poutres précontraintes avec des torons de PRFC montrent une grande capacité de déformation avec des flèches importantes et des fissures larges avant la rupture.

Des réponses typiques de charge vs flèche sont données dans la figure 1.40 (Fam et al. 1995).

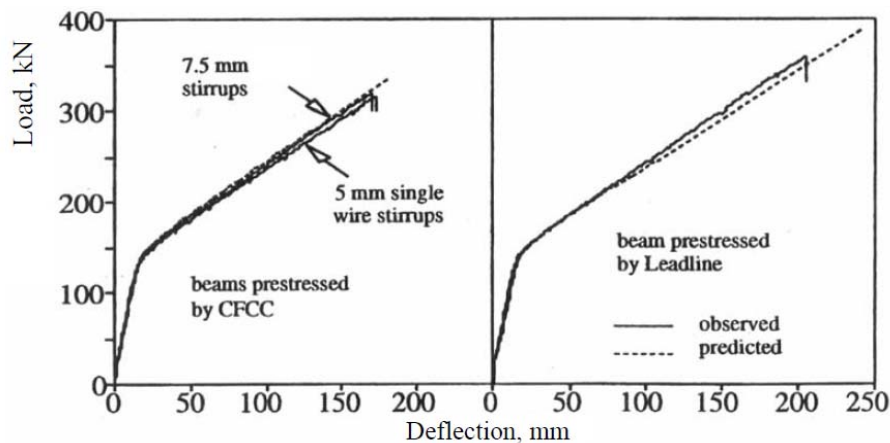


Fig.1.40 Réponses charge - flèche des poutres précontraintes avec des torons en PRFC (Fam et al. 1995)

Abdelrahman et al. (1997) ont effectué des essais sur des poutres précontraintes par des renforts en CFRP et en acier. Une section transversale en T et deux largeurs de tables ont été étudiées (200 mm et 600 mm). Les auteurs ont relevé que, lorsque les poutres se rompent par rupture du renfort (la plupart des sections ayant une largeur de table de 600 mm), les poutres précontraintes par PRFC ont une flèche post-fissuration plus grande que celles avec torons acier pour le même niveau de charge (figure 1.41). La flèche ultime des poutres précontraintes avec de l'acier est cependant plus élevée, ceci étant dû à la plastification des renforts en acier. La charge ultime des poutres précontraintes par PRFC est beaucoup plus élevée que celle des poutres précontraintes avec de l'acier. Lorsque la rupture se produit par l'écrasement du béton la flèche post-fissuration des poutres précontraintes par PRFC reste plus importante que celle des poutres précontraintes avec de l'acier au même niveau de charge. La flèche ultime est cependant très similaire. La charge à la rupture des poutres précontraintes par PRFC est à nouveau beaucoup plus élevée que celle des poutres précontraintes avec de l'acier.

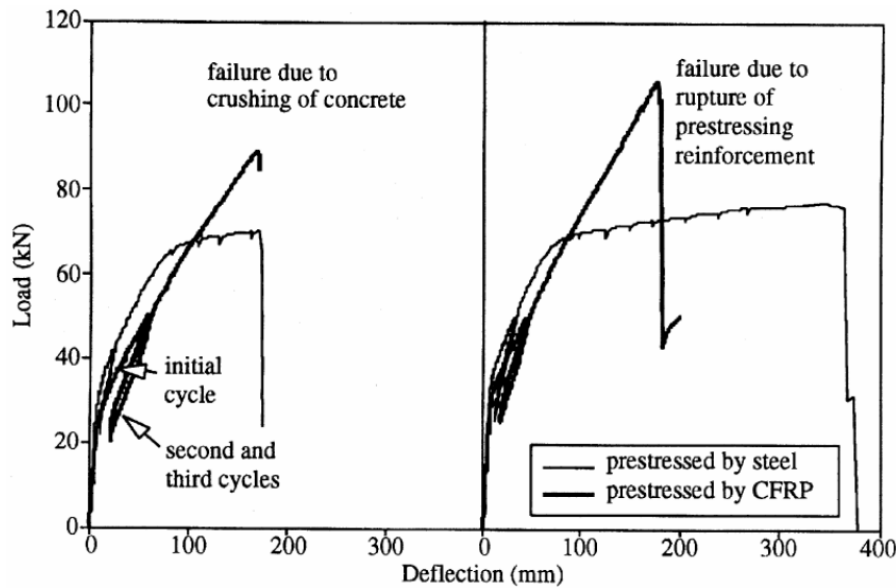


Fig.1.41 Réponses charge - flèche des poutres précontraintes avec des torons en PRFC et en acier (Abdelrahman et al. 1997)

Balázs et al. (2001a) ont trouvé que le comportement en fissuration (forme, orientation, extension et largeur des fissures) des poutres précontraintes avec des torons en PRFC est considérablement dépendant des paramètres tels que de la configuration de surface, du module d'Young, du diamètre, de l'espacement du renfort (toron) et du taux des renforts en PRF. Une bonne adhérence du toron au béton permet le transfert des contraintes de traction sur une distance très courte au voisinage des fissures. De cette façon, l'espacement moyen des fissures peut être bien inférieur à l'espacement observé sur les poutres précontraintes avec de l'acier.

Les poutres précontraintes à l'aide de renforts en PRF non adhérents présentent un niveau de fissurations moins élevé à court terme que les poutres précontraintes par pré-tension à l'aide de renforts PRFC adhérents (Maissen et al. 1995). La fissuration est généralement concentrée sur quelques fissures larges. La réponse charge-flèche des poutres précontraintes par PRFC non adhérents est bilinéaire mais, en comparaison aux poutres précontraintes par PRF adhérent la raideur post-fissuration est beaucoup moins importante. Maissen et al. (1995) ont testé trois poutres précontraintes par post-tension pour évaluer le comportement structural des poutres précontraintes avec des torons en PRFC et en acier. Deux de ces poutres étaient précontraintes avec des torons PRFC (CFCC), tandis que la troisième l'était avec des torons en acier classique. Une poutre post-tendue par PRFC et celle par de l'acier ont été injectées après la post-tension. Maissen et al. (1995) ont rapporté que la rigidité de préfissuration de toutes les poutres est la même quel que soit le type de renfort de précontrainte et le type de précontrainte (adhérent ou non adhérent). Après fissuration, la poutre précontrainte par PRFC non adhérent a montré la plus faible raideur, tandis que la poutre précontrainte par post-tension par l'acier adhérent a montré une plus grande rigidité. Ce comportement a été attribué au fait que le renfort a un effet négligeable sur la rigidité de la poutre avant la fissuration. Après fissuration, la

raideur de la poutre est directement liée au module élastique du renfort. La sévérité de la fissuration et la largeur des fissures sont également liées au module élastique du renfort. Les chercheurs ont également rapporté que la poutre post-tendue par de l'acier présente la plus grande flèche ultime (le rapport de portée à la flèche est de l'ordre de 26), tandis que la poutre post-tendue par PRFC non adhérent a la plus faible flèche ultime avec un rapport portée à la flèche égal à 71. La poutre post-tendue par PRFC adhérent a un rapport de portée à la flèche égal à 68. Les valeurs de charge à la rupture ont montré que la charge de rupture des poutres post-tendues par PRFC adhérent est la plus grande, alors que pour les poutres précontrainte par post-tension par PRFC non adhérent elle est la plus basse. Une comparaison entre les poutres précontrainte par post-tension par PRFC a montré que la poutre avec PRFC non adhérent a exhibé considérablement moins de fissuration. En fait, après la fissuration, la rotation dans la poutre avec PRFC non adhérent est concentrée dans quelques fissures. Il en résulte des fissures plus larges et réduit la zone de compression du béton et conduit finalement à la rupture en compression du béton.

Deux modes de rupture en flexion ont été observés pour les poutres précontraintes par PRF; la rupture du renfort de précontrainte et l'écrasement du béton en compression. Ces modes de rupture dépendent de la capacité de la section transversale à la rotation pour développer la contrainte maximale à la traction du tendon PRF. Lorsque la section de béton a une capacité de rotation suffisante la rupture du renfort se produit. La rupture du renfort est normalement accompagnée par des fissures horizontales au niveau de l'armature de précontrainte, ce qui provoque l'éclatement de la couche de béton. Selon un certain nombre de chercheurs (Abdelrahman et al. 1995, Naaman et al. 1995, Currier 1995 et Dolan 1996), la rupture du renfort de précontrainte en FRP s'accompagne d'une libération d'énergie de déformation élastique qui est en partie absorbée par le béton, provoquant ainsi de la fissuration et de l'écaillage. En cas de rupture par écrasement du béton d'une poutre précontrainte (lorsque la section transversale a une capacité de rotation insuffisante), la fissuration est moins étendue par rapport aux poutres qui se rompent par rupture du renfort. Certains chercheurs ont rapporté que les poutres précontraintes qui se rompent par écrasement du béton possèdent une ductilité accrue. Ce comportement est attribué à la rupture progressive du béton en compression (Grace et al. 1998).

Il y a peu d'informations publiées à ce jour concernant l'utilisation des BFUP dans les poutres précontraintes par PRFC. Une étude expérimentale a été effectuée par Yang et al. en 2007 portant sur six poutres en T en BFUP de hauteur 30 cm et de longueur 4.8m. Les poutres sont précontrainte par 4 renforts en PRFC de 10 mm de diamètre. Les paramètres de l'étude sont la largeur de table des poutres (18, 20 et 30 cm), le niveau de précontrainte (40 à 45%), l'adhérence des renforts partielle ou entière et le taux de renforcement (ajout de renforts non précontraints-précontrainte partielle). Les auteurs ont relevé que les poutres en BFUP précontraintes par des renforts en PRFC présentent une bonne ductilité et ceci est particulièrement vérifié pour les renforts partiellement adhérents. Cette ductilité s'accroît avec l'augmentation de la largeur de table et la diminution du niveau de précontrainte. Les poutres ayant des renforts entièrement adhérents ont une capacité de chargement plus élevée et une flèche à la

rupture moins importante que celles ayant des renforts partiellement adhérents. L'espace moyen entre fissures est égal à 50 mm pour les renforts entièrement adhérents et 75 mm pour les renforts partiellement adhérents. La rupture s'est produite par écrasement du BFUP pour la largeur de table de 30 cm et par la rupture des renforts pour les largeurs plus petites.

1.14 Résistance à la fatigue des poutres précontraintes par les PRF

La résistance à la fatigue des poutres est généralement étudiée en calculant l'amplitude de contrainte, Δf_p , développée dans le renfort de précontrainte pendant le chargement cyclique, et en comparant cette amplitude de contrainte à celle obtenue à partir des courbes S-N du renfort de précontrainte. Si le niveau de compression dans un élément en béton précontraint est suffisant pour assurer une section non fissurée tout au long de la durée de vie de l'élément, les caractéristiques de fatigue des renforts de précontrainte et des ancrages ne sont pas susceptibles d'être des facteurs critiques lors de la conception. Lorsque les renforts en PRF sont utilisés comme torons de précontrainte, le chargement de fatigue est plus susceptible d'affecter le béton et l'adhérence entre le béton et le toron en PRF que le toron en PRF lui-même (ACI 440R-07). Dans les éléments en béton précontraint fissurés, l'augmentation de contraintes dans le renfort de précontrainte est localisée au voisinage des fissures, la fatigue des renforts de précontrainte dans les poutres précontrainte par post-tension et la fatigue du dispositif d'ancrage du toron deviennent très importantes.

Abdelrahman et al. (1995) ont testé quatre poutres précontraintes en utilisant deux types de renfort en fibre de carbone, le CFCC et le Leadline. Les poutres de section en T, d'une longueur totale de 6300 mm et d'une hauteur de 330 mm ont été testées sur des supports simples espacés de 5800 mm et soumises à deux charges concentrées placées à 1000 mm de distance de part et d'autre du centre des poutres. Deux poutres ont été soumises à des charges statiques, tandis que les deux autres ont été soumises à des chargements en fatigue (figure 1.42). Le chargement en fatigue a été réalisé avec une charge maximale égale à la charge de fissuration et minimale égale à 70% de la charge de fissuration. Après 2 millions de cycles, les poutres ont été testées de façon statique jusqu'à la rupture.

Les auteurs ont rapporté que les poutres précontraintes avec des renforts CFCC testées sous chargement cyclique ont montré une réponse élastique bilinéaire parfaite au cours des essais de fatigue (2 millions de cycles). La rigidité de la poutre n'a pas été modifiée par le chargement en fatigue et, la charge à la rupture et la flèche étaient respectivement de 5% et 10%, inférieures à celles des poutres testées sous chargement statique. Les poutres précontraintes avec le renfort Leadline ont été initialement chargées à un niveau de charge proche de la charge de rupture avant de les soumettre à un chargement cyclique. On observe alors que les fissures causées par le pré-chargeement provoquent une diminution de la rigidité de la poutre avec l'augmentation du nombre de cycles. Les résultats des essais de fatigue indiquent que les poutres en béton précontraint par des barres en PRF ont une excellente résistance à la fatigue.

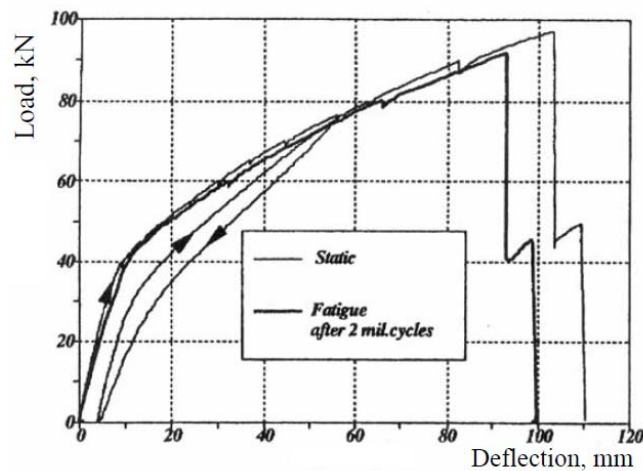


Fig. 1.42 Réponse charge - flèche des poutres précontraintes avec des torons en PRFC sous des charges statiques et cycliques (Abdelrahman et al. 1995)

Dolan et al. (2000) ont soumis des poutres précontraintes par PRFC préfissurées à des cycles de flexion avec des contraintes en traction à la fibre extrême de $0.5\sqrt{f'_c}$ MPa. Des fissures ont été observées après les 100.000 premiers cycles. Néanmoins, les poutres ont subi 3.000.000 cycles sans montrer de rupture par fatigue et n'ont révélé aucune perte de résistance causée par le chargement cyclique. Les poutres se sont rompues suite à la rupture en traction des torons en PRFC.

Mertol et al. (2006) ont étudié la durabilité des poutres précontraintes par des torons en PRFC en les comparant à des poutres précontraintes par des torons en acier. Quinze poutres ont été exposées à différentes conditions mécaniques et environnementales. Les paramètres étudiés ont concerné les niveaux de précontrainte, les conditions d'environnement, la durée de charge soutenue et le chargement cyclique (2 millions de cycles à 3 Hz) avec des contraintes de traction dans les torons allant de 65 à 75% de leur contrainte ultime. Les résultats ont montré que la capacité de chargement maximale des poutres précontraintes par torons en PRFC soumises à un chargement cyclique était légèrement inférieure à celles testées statiquement.

1.15 Comportement des éléments précontraints par les PRF à long terme

Les différents types de renforts en PRF proposés pour des applications dans le génie civil sont relativement récents et leurs propriétés à long terme ne sont pas encore bien connues.

Des études ont montré que les PRF ont des propriétés de relaxation différentes de celles des armatures en acier (Erki et al. 1993). Ce résultat a nécessité d'évaluer le comportement à long terme des éléments en béton précontraint par des PRF. Les résultats des premières recherches pour lesquelles des

essais à long terme ont été menés montrant que les poutres précontraintes par des PRF montrent des comportements similaires à ceux des poutres précontraintes par de l'acier. Les déformations à long terme dépendent du type de fibres et sont souvent plus élevées que celles des poutres précontraintes par des torons en acier. En outre, les déformations à long terme des poutres précontraintes par des PRF peuvent être prédites en utilisant les méthodes classiques développées pour les poutres précontraintes par de l'acier, mais avec des modifications mineures (Currier 1995, Dolan 1996).

Mathys et al. (1998) ont testé trois séries de poutres en béton précontraint par des fils en acier et des barres en PRFA (ARAPREE). Les poutres ont été soumises à une charge soutenue à température ambiante constante de 20 °C et humidité relative de 60%. La charge appliquée a provoqué une fissuration dans toutes les poutres. Les auteurs ont rapporté que le comportement général des poutres était similaire, mais des poutres précontraintes par des PRFA présentaient des déformations à long terme plus élevées. Mathys et al. (1998) ont attribué ce comportement au faible module élastique et aux caractéristiques de relaxation élevées des barres en PRFA.

1.16 Ductilité et déformabilité

L'un des problèmes posé par l'utilisation des barres en PRF pour le béton armé ou précontraint vient de leur comportement élastique-fragile. Par conséquent, on doit pouvoir assurer un mécanisme de rupture ductile lorsque l'on remplace l'acier par les PRF. Un grand nombre de travaux ont été entrepris pour étudier cette réponse à la rupture et des progrès ont été accomplis pour assurer un comportement ductile à ce type de structures.

Il est évident que pour le béton armé ou précontraint avec des barres en PRF, la grande déformabilité ne signifie pas nécessairement une ductilité élevée. Or, il est essentiel lors de la conception qu'une structure ait une ductilité et une déformabilité suffisantes.

Les renforts PRF étant élastiques fragiles, la ductilité dans une structure en béton armé ou précontrainte avec des barres en PRF doit être fournie par d'autres moyens. On peut citer différentes façons d'améliorer la ductilité:

- Burgoyne (1997) a proposé que le béton soit confiné dans la zone de compression d'une poutre précontrainte par PRF pour obtenir une plastification du béton lorsque la structure est surchargée, et en conséquence assurer une rupture ductile en compression. De même, la mise en plastification du béton doit permettre d'augmenter la déformation des barres en PRF et les efforts qu'elles reprennent en utilisant au mieux les capacités du matériau. Un mécanisme de rupture ductile serait alors obtenu grâce au béton confiné en augmentant la capacité en flexion. Des renforts hélicoïdaux en PRF ont été utilisés pour améliorer la ductilité de confinement de la zone de compression (Taniguchi et al. 1993, Wakui 1993, Leung, 2001). Le confinement de la zone de compression permet d'instaurer un état triaxial de compression qui empêche la propagation des fissures et augmente considérablement la capacité de déformation. Des essais effectués par Taniguchi et al. (1993), Leung (2001) et Tottori et al. (1993) avec l'utilisation d'un renfort hélicoïdal en PRF montrent que la capacité de déformation de la zone de

compression (le plus souvent prises à 0.35%) peut atteindre environ 1% (multipliée par 3). La figure 1.43 montre les comportements schématiques en termes de charge vs flèche pour une poutre ductile et une poutre non ductile. Dans cette figure la ductilité est obtenue par l'utilisation d'un renfort hélicoïdal placé dans la zone du béton travaillant en compression.

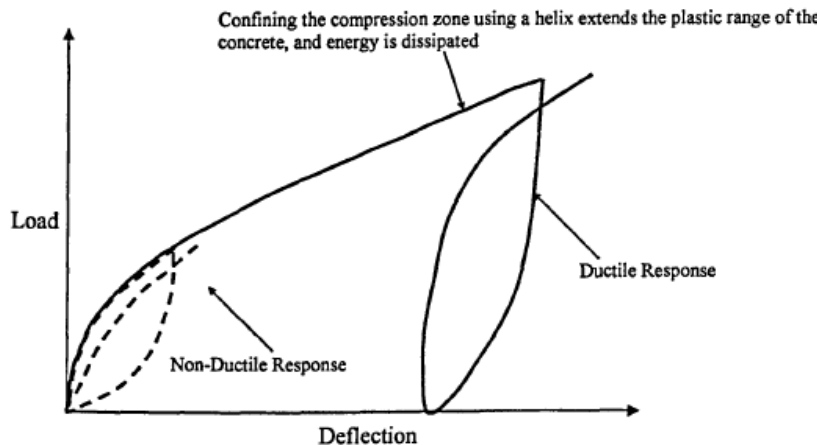


Fig.1.43 Réponses charge- flèche d'une poutre ductile et non ductile

- Lees et al. (1996) ont prouvé qu'une liaison partielle (intermittente) le long des torons en FRP augmente la composante de frottement du mécanisme d'adhérence et augmente la ductilité de la poutre précontrainte, sans avoir de déformations excessives. Lees et al. (1999a) ont étudié le comportement des poutres précontraintes contenant des torons en PRF partiellement adhérents avec le béton. Ils obtiennent pour ce cas, à la fois une forte capacité de charge ultime ainsi qu'une capacité de rotation élevée. Ce résultat est différent du résultat obtenu avec un toron entièrement adhérent où la capacité de charge ultime est élevée mais la capacité de rotation faible. Enfin, dans le cas où le toron est entièrement non adhérent, la capacité de charge ultime est faible alors que la capacité de rotation peut être très élevée. La figure 1.44 montre les courbes schématiques de charge-flèche pour ces trois différents types d'adhérence.

- Une solution consiste à développer des barres en PRF composées de différents types de fibres (par exemple : un noyau pultrudé de fibres de carbone unidirectionnelles avec deux autres types de fibres de rigidité réduite enroulés autour du noyau) et d'obtenir une rupture progressive de utiliser la rigidité totale des différentes fibres, où chaque fibre se rompt à différentes valeurs de déformation au cours du chargement. La plupart des recherches dans ce domaine a été menée par Tepfers et al. (2001).

- Grace et al. (1998a) ont rapporté que les structures qui sont conçues pour que la rupture se produise par l'écrasement du béton (permettant au béton de subir des déformations inélastiques) permettent d'obtenir d'une ductilité accrue.

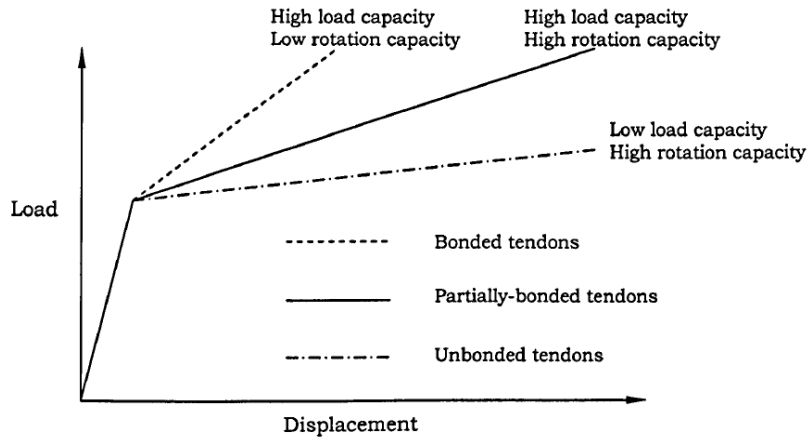


Fig.1.44 Impacts de l'utilisation de torons en PRF partiellement adhérents sur le comportement charge- flèche des poutres précontraintes (Lees et al. 1999a)

1.16.1 L'indice de ductilité

La ductilité désigne la capacité d'un élément de structure à soutenir de grandes déformations inélastiques avant la rupture, sans perte significative de résistance. Dans la conception classique en béton armé, l'hypothèse est que l'acier se plastifie avant la rupture, ce qui conduit à des grandes déformations et à l'absorption de l'énergie inélastique. Il en résulte un comportement ductile des structures en béton armé et précontraintes par l'acier.

La quantité d'énergie inélastique absorbée ou la capacité d'une structure à subir de grandes déformations inélastiques avant à la rupture est estimée par l'indice de ductilité. Les indices de ductilité les plus courants sont donnés en termes de courbure, rotation ou flèche comme suit:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad , \quad \mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad \text{ou} \quad \mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (\text{éq.1.20})$$

Où μ_{ϕ} est l'indice de la ductilité, ϕ est la courbure, θ est la rotation et Δ est la flèche.

L'indice y représente la plastification de l'armature, tandis que u désigne l'état limite ultime. Dans la définition de l'indice de la ductilité ci-dessus, deux points de référence sont nécessaires: la limite élastique de l'armature et l'état limite ultime de la poutre. Comme les renforts PRF ne se plastifient pas, la définition conventionnelle de la ductilité n'est pas applicable. Il est donc important de définir d'autres critères permettant de déterminer la ductilité des éléments armés par PRF. Un certain nombre de définitions alternatives ont été proposées dans la littérature.

Jaeger et al. (1995) ont proposé un facteur global pour évaluer la conception des poutres armées ou précontraintes avec PRF en comparaison avec les poutres armées ou précontraintes avec l'acier. Le

facteur global est le produit du facteur de déformabilité par le facteur de résistance. Le facteur de déformabilité est défini comme le rapport de la flèche (courbure) à l'état limite ultime à la flèche (courbure) à l'état limite de service. Le facteur de résistance est défini comme le rapport de la capacité du moment à l'état limite ultime à la capacité du moment à l'état limite de service. Les auteurs ont défini l'état limite de service comme étant l'état atteint lorsque la déformation de compression dans le béton devient égale à 0.001.

$$\text{facteur de déformabilité} = \frac{\text{courbure ultime}}{\text{courbure à } \varepsilon = 0.001}$$

$$\text{facteur de résistance} = \frac{\text{moment ultime}}{\text{moment à } \varepsilon = 0.001}$$

$$\text{facteur global} = \text{facteur de déformabilité} \times \text{facteur de résistance}$$

Puisque la déformation de compression du béton précontraint est inférieure à 0.001 à l'état limite de service, le facteur global ne s'applique pas aux éléments en béton précontraint. Jaeger et al. (1995) ont noté que, bien que les poutres en béton armé de PRF et l'acier n'aient pas la même ductilité ils ont la même déformabilité à la charge ultime. Le facteur global reste constant à une valeur comprise entre 6 et 7. Les auteurs ont recommandé que le facteur global ne doit pas être inférieur à 4 pour tous les types de renforts du béton.

Abdelrahman et al. (1995) ont proposé un critère de déformabilité qui s'appuie sur les déformations équivalentes de la section non fissurée et les déformations à l'état ultime. Selon le critère proposé, l'indice de déformabilité est défini comme suit:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_2}{\phi_1} \quad \text{ou} \quad \mu_{\Delta} = \frac{\Delta_2}{\Delta_1} \quad (\text{éq.1.21})$$

Où ϕ_1 et Δ_1 sont la courbure et la flèche équivalente, respectivement, de la poutre non fissurée à une charge égale à la charge ultime, et ϕ_2 et Δ_2 sont la courbure et la flèche de la poutre à la rupture.

Naaman et al. (1995) ont proposé un indice de la ductilité basé sur la définition de l'énergie pour un comportement élastoplastique parfait (figure 1.45). Selon la définition proposée, l'indice de ductilité est exprimé par le rapport entre l'énergie de déformation totale à l'état ultime et l'énergie de déformation élastique stockée.

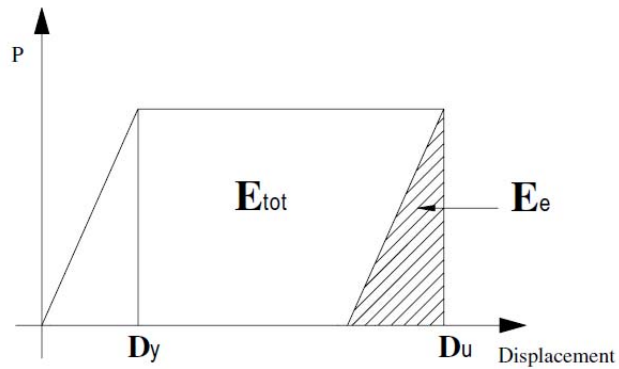


Fig.1.45 Indice de ductilité basé sur l'énergie (Byung-Wan 2004)

Quantitativement, la définition est exprimée comme suit:

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} = \frac{1}{2} \left(\frac{E_{tot}}{E_{el}} + 1 \right) \quad (\text{éq.1.22})$$

Où E_{tot} est l'énergie totale calculée comme l'aire sous la courbe charge-flèche à la charge de rupture, E_{el} est l'énergie élastique et correspond à la surface d'un triangle formé après le déchargement de la charge de rupture. Pour le renfort de PRF cet indice de ductilité est généralement égal à 1 et pour l'acier égal à 4 (figure 1.46).

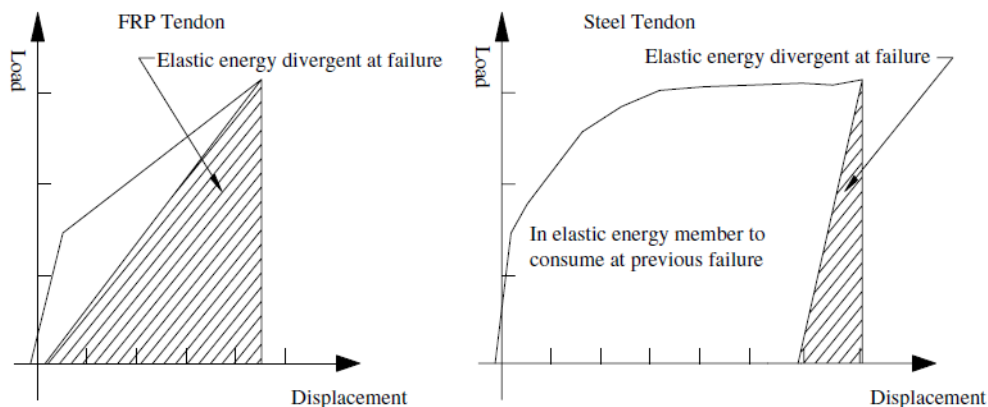


Fig.1.46 Energie inélastique des poutres précontraintes par des torons en PRF et en acier (Byung-Wan et al. 2004)

1.17 Codes et guides de conception internationaux existants

Actuellement, les guides de conception pour les structures en béton armé ou précontraint par les renforts en PRF existent au Japon, au Canada, aux Etats-Unis, au Royaume-Uni et en Europe.

Un résumé de ces guides est donné ci-dessous :

En France, des Recommandations provisoires « Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites » ont été publiées par l'AFGC (association française de génie civil)

en 2003. Mais il n'existe jusqu'à présent aucun guide ou autres recommandations pour l'utilisation des renforts en PRF dans le béton.

En Italie, en 2007, le centre national de recherche (CNR-DT 203/2006) a publié un guide de conception des structures avec des barres en PRF « guide for the design and construction of concrete structures reinforced with fibre reinforced polymer bars »

En Suisse, la Fédération Internationale pour le Béton fib-task Group 9.3 a publié en 2007 le Bulletin 40 “ Technical report on the design and use of fibre reinforced polymer reinforcement (FRP) in reinforced concrete structures”

Au Royaume-Uni en 1999 l'Institution of Structural Engineers (IStructE) a publié un guide “Interim guidance on the design of reinforced concrete structures using fibre composite reinforcement”.

Au Japon, la société japonaise de génie civil (JSCE) a publié en 1997 la version anglaise de leurs recommandations « Recommendations for the Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fibre Reinforced Materials ».

Au Canada, en 2000, le code CAN/CSA-S6-00 a été publié par la Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC). Un autre code CAN/CSA-S806-02 “ Design and Construction of Building Components with Fibre Reinforced Polymers”, a été publié par Canadian Standards Association, Toronto, Ontario, Canada. En 2001, le réseau Canadian ISIS (Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures) a également publié un manuel de design No. 3 « Reinforcing concrete structures with fibre reinforced polymer », et un autre No.4 pour le béton précontraint.

Aux Etats Unis, le comité 440 de l'ACI (American Concrete Institute) a publié plusieurs guides ; en 2001, ACI 440.1R-01 “Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars” et plus tard des versions mises à jour en 2003 (ACI 440.1R-03) et en 2006 (ACI 440.1R-06). En 2004, ACI 440.4R-04 “Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons”. En 2004, ACI 440.3R-04 “Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures”.

1.18 Projets de démonstration en utilisant les renforts en PRF dans les ponts

Au cours des années 1980 et 1990, les armatures de précontrainte en PRF ont été utilisées avec succès dans plusieurs projets. Ces projets de démonstration ont été utilisés pour valider la technologie, acquérir une expérience et étudier la durabilité à long terme et la performance pour ce type d'armature. Nous présentons ci-dessous quelques exemples :

- Le pont BASF à Ludwigshafen en Allemagne, a été achevé en 1991. Le pont est constitué de deux voies et fait 85 m de long. Quatre torons en PRFC ont été utilisés en association avec 16 tendons en acier conventionnels comme renfort interne par post-tension non adhérent (Zoch et al. 1991).

- Le pont Wotton (Québec) a été construit en 2001 en utilisant des barres en PRFV et PRFC pour renforcer le tablier. Le nouveau pont est constitué de quatre poutres principales libres aux extrémités de portée 30.6 m (figure 1.47) (Benmokrane et al. 2002).

- Le pont de Beddington Trail, à Calgary, Alberta, Canada a été construit en 1993 (figure 1.47). Il se compose de deux travées continues. Chaque travée est composée de 13 éléments préfabriqués (poutres en béton précontraint). Quatre poutres ont été précontraintes à l'aide de câbles CFCC, et que deux autres poutres au moyen de deux barres (Leadline). Les poutres ont été instrumentées avec des capteurs à fibre optique et sont surveillées par ISIS Canada (2009).

- Le pont de Taylor à Headingly, Manitoba, Canada (figure 1.47) a été construit en 1998. Il a plusieurs travées et une longueur totale de 165 m. Les poutres ont été précontraintes avec des torons en PRFC et sont constituées d'étriers en PRF (ISIS Canada 2009).

- Le pont de la rue Bridge à Southfield, Michigan aux Etats-Unis (Bridge Street Bridge 2001 figure 1.47) a été achevé en 2001. Il s'agit d'une structure à trois travées (au total 62 m) utilisant des torons en PRFC dans le sens longitudinal et transversal. Les poutres ont été précontrainte par prétension à l'aide de barres (Leadline) dans le sens longitudinal et de torons CFCC pour la post-tension dans le sens transversal (Grace et al. 2002).

Beddington Trail, Calgary 1993 (Canada)



Bridge Street Bridge 2001 Michigan (USA)



Taylor Bridge Headingley, Manitoba 1998 (Canada)



Wotton bridge Wotton 2001, Quebec



Fig.1.47 Projets utilisant les renforts en PRF

1.19 Les Bétons Fibrés Ultra Performants (BFUP)

1.19.1 Etat des connaissances

Une rupture technologique est intervenue dans le domaine du béton au début des années 1990 avec la mise au point de bétons dont la résistance est de l'ordre de 200 MPa en compression et de 40 MPa en traction par flexion. Ceci est dû aux progrès dans le domaine des adjuvants, des méthodes de formulation et de l'utilisation des ultrafines. Les BFUP, derniers nés de cette génération de bétons, sont des matériaux à matrice cimentaire, renforcés par des fibres. Leurs formulations font appel à des adjuvants superplastifiants et des compositions granulaires spécifiques ainsi qu'à des fibres. Un fort dosage en liant et la présence de fibres garantissent l'absence de toute porosité capillaire, une résistance en traction supérieure à 8 MPa et un comportement ductile permettant de s'affranchir dans certains cas des armatures passives. Les BFUP peuvent aussi être associés à de la précontrainte par pré-tension ou par post-tension, ce qui permet d'accroître les performances mécaniques.

Les BFUP possèdent une grande attractivité pour l'ingénieur qui en voit le potentiel d'application structurelle : résistance à la compression qui approche celle de l'acier de construction, résistance en traction 3 à 4 fois plus grande que celle du béton ordinaire, étanchéité presque totale. Pour exploiter cette vaste gamme de propriétés, non seulement mécaniques, plusieurs approches peuvent être suivies :

- optimisation des formes structurelles connues, par réduction de la taille des éléments,
- utilisation sélective du BFUP dans les parties des éléments de structure qui peuvent bénéficier au mieux de ses propriétés,
- recherche de nouvelles formes ou de systèmes structuraux adaptés à exploiter les propriétés avancées des BFUP.

Dans tous les cas, l'ingénieur a besoin des données de base pour concevoir la solution optimale par rapport aux exigences qui lui sont posées. Afin d'obtenir ces données, le comportement du matériau doit être étudié aux échelles qui permettent de lier les connaissances de la science des matériaux aux exigences des bâtisseurs.

La structure ultra compacte ainsi que l'important volume de fibres (entre 2% et 11%) des BFUP leur confèrent des propriétés mécaniques et de durabilité exceptionnelles, ce qui leur permet d'être employés efficacement lors de travaux de remise en état ou de transformation (renforcement) d'ouvrages existants. Vu les coûts élevés des BFUP, leur emploi pour la réalisation de structures monolithiques doit être rationalisé au maximum. Néanmoins, il est possible de le combiner avec du béton armé traditionnel pour renforcer localement les zones de faiblesse du béton armé afin de réaliser des ouvrages avec une durabilité accrue ainsi qu'une résistance élevée. Il devrait donc être réservé aux structures présentant des besoins particuliers : bas poids propre, vitesse de construction et résistance aux environnements agressifs.

L'intérêt de ces nouveaux bétons sur le cycle de vie des ouvrages implique également d'autres avantages tels que des économies de matières premières, d'énergie consommée, de moyens de manutention, mais aussi une meilleure intégration en termes d'impact environnemental, de durabilité, d'esthétique. Le BFUP nécessite un apport de ciment de 550 à 1000 kg/m³, soit 2 à 3 fois plus qu'un béton traditionnel. Mais compte tenu de ses caractéristiques mécaniques, cette surconsommation de ciment se traduit par une économie de matière d'un facteur de l'ordre de 2 à 3. En conclusions, le bilan CO₂ est identique à celui d'un béton classique, alors que le BFUP est largement plus performant en termes de durabilité. Il n'en reste pas moins vrai qu'un grand soin doit être apporté à sa mise en œuvre, et en particulier, à la disposition des fibres métalliques et que cette meilleure durabilité doit pouvoir compenser le surcoût lié à l'utilisation de ces bétons.

1.19.2 Avantages des BFUP

- Des résistances caractéristiques très élevées à la compression à 28 jours (entre 130 et 250 MPa) ainsi qu'à la traction (entre 8 et 12 MPa),
- Une très grande ouvrabilité,
- Des résistances mécaniques au jeune âge très élevées,
- Une durabilité exceptionnelle due à une très faible perméabilité,
- Une grande résistance à l'abrasion et aux chocs,
- Un retrait et un fluage très faible après le traitement thermique,
- Une bonne ductilité permettant de dissiper de l'énergie dans une déformation irréversible de l'ensemble du volume de manière importante.

Cependant, malgré les avantages qu'il présente, le BFUP n'est pas encore très utilisé en tant que matériau de construction. Une des raisons provient du coût du matériau, bien plus élevé que celui du BO. Ce surcoût ne peut pas être entièrement compensé par les économies réalisées par l'utilisation de quantités plus faibles et la possibilité de diminuer la quantité d'armature. D'autres facteurs, potentiellement plus importants, expliquent la réticence actuelle des maîtres d'ouvrages, concepteurs et entrepreneurs à l'encontre du BFUP :

1. Les concepts de structure et les domaines d'application appropriés pour le BFUP ne sont pas encore bien définis. Le fait que les nouvelles structures sont conçues sur la base de concepts qui ont été développés pour d'autres matériaux (béton armé et charpente métallique essentiellement) génère des configurations non optimales pour ce matériau.
2. Il y a un manque d'expérience avec le matériau en termes de conception, application pratique et performance effective des structures. En conséquence, les structures conçues sont souvent trop conservatives.

1.19.3 Composition et principe de formulation des BFUP

L'obtention de résistances élevées et de faibles perméabilités aux agents agressifs passe par une réduction très importante de la porosité et plus précisément du réseau des pores connectés, en jouant sur deux paramètres :

- Une teneur en eau extrêmement faible (rapport eau/ciment < 0.25 voire 0.20) grâce à l'utilisation optimisée de superplastifiants qui déflocculent les particules fines.
- Une compacité maximale, obtenue en utilisant des composants correspondant à plusieurs classes granulaires (classiquement quatre, qui incluent ciment, ultrafines, fillers et sable). La taille et la quantité des plus gros grains sont considérablement réduites (diamètre maximal variant de 1 à 7 mm). L'optimisation de l'empilement granulaire permet de diminuer le volume des vides.

Les ultrafines utilisées dans les BFUP sont en général des fumées de silice (20 et 30%) qui remplissent les espaces intergranulaires optimisant la compacité du matériau, et qui réagissent grâce à leur pouvoir pouzzolanique avec la chaux issue de l'hydratation du ciment. Elles participent activement à la résistance de l'ensemble et ferment le réseau des pores à la diffusion des ions et des gaz. D'autres ultrafines peuvent être également utilisées telles que les microfillers calcaires ou siliceux et les pouzzolanes naturelles ou artificielles (métakaolins).

L'emploi d'adjuvants tels que les plastifiants réducteurs d'eau et les superplastifiants fluidifiants permet de formuler les BFUP avec un très faible rapport Eau/Liant.

Les fibres, composant clé des BFUP confèrent au matériau sa ductilité. Ces fibres ont une longueur adaptée à la taille du plus gros grain et une section la plus faible possible pour garantir un bon ancrage. Elles ont en général un diamètre de 0.1 à 0.3 mm et une longueur de 10 à 20 mm. Les fibres métalliques sont utilisées pour des applications structurales nécessitant des résistances mécaniques importantes, les fibres polymères et minérales plutôt pour des applications esthétiques.

1.19.4 Les différents types de BFUP

Il existe plusieurs types de BFUP commercialisés :

- Ductal ® (Bouygues, Lafarge, Rhodia)
- CERACEM/BSI ® (Eiffage, Sika)
- BCV ® (Vicat, Vinci)
- CEMTECmultiscale ® développé par le LCPC

Il est à noter que d'autres BFUP sont fabriqués par des laboratoires mais ne sont pas commercialisés :

- Matériaux de laboratoire (EDF, CERIB...)

1.19.5 Traitement thermique des BFUP

Les BFUP peuvent faire l'objet de traitements thermiques juste après la fin de leur prise.

Les principaux effets de ces traitements sont les suivants :

- Atteinte plus rapide des résistances en compression et en traction,
- Diminution importante des effets différés de retrait et de fluage après traitement thermique terminé,
- Amélioration très sensible des propriétés de durabilité.

Le traitement thermique de référence le plus documenté (référence AFGC 2002) consiste à porter les éléments à une température de $90^{\circ}\text{C} \pm 10^{\circ}\text{C}$ pendant 48h. Ce traitement s'effectue traditionnellement à l'aide de vapeur d'eau dans une enceinte fermée. Le début du traitement peut intervenir à n'importe quel moment après la fin de la prise du matériau.

1.20 Propriétés des BFUP

Toutes les propriétés mécaniques et physiques sont données d'après (SETRA & AFGC 2002) dans le tableau 1.14.

1.20.1 Comportement mécanique des BFUP en compression et en traction

La figure 1.48 montre des courbes de chargement typiques du comportement mécanique du BFUP, avec les courbes correspondantes pour un béton ordinaire et un béton à haute résistance. En compression (figure 1.48a), l'augmentation de la résistance est importante, grâce à la formulation optimale de la matrice et à la haute qualité des granulats. La grande résistance résiduelle après la valeur maximale, obtenue grâce aux fibres, est également importante.

En traction (figure 1.48b), la différence est plus prononcée: alors que le béton ordinaire perd presque instantanément sa résistance après la valeur maximale, le BFUP voit une augmentation de sa capacité en traction après la fissuration initiale, suivie d'un assez long plateau sur lequel la résistance à la traction reste constante, avec une augmentation de l'élongation de l'élément. Au cours de cette phase, un grand nombre de petites fissures appelées microfissures se développent.

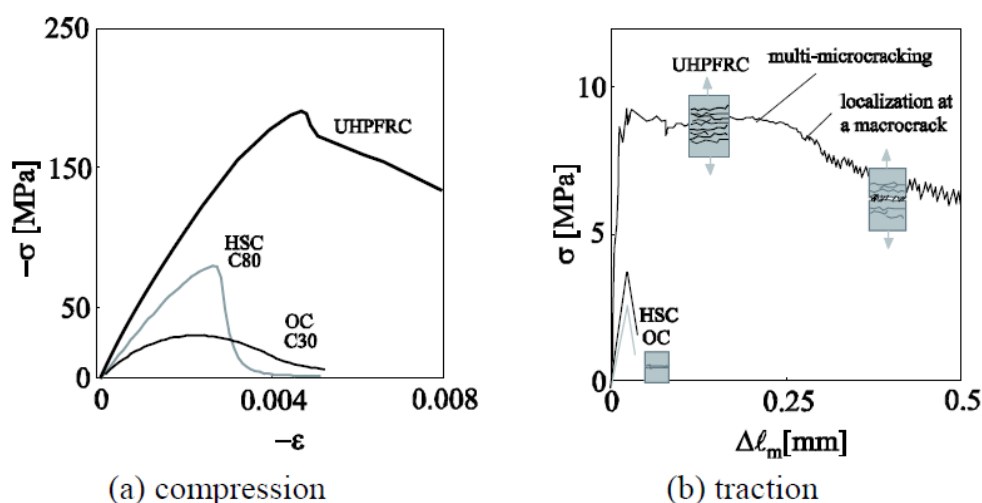


Fig.1.48 Comportement mécanique du BFUP en compression et en traction selon (Spasojevic 2008)

Dans la phase finale, une fois que la localisation s'est produite à une seule fissure, appelée macrofissure, la résistance à la traction diminue, mais sans chute brutale.

CARACTERISTIQUES	Ductal®	BSI	1463F (EDF)	ESSAIS
Résistance caractéristique à la compression à 28 j	200 MPa (après TT)	180 MPa	147 MPa	$\Phi \geq 5 L_f$ ou $\Phi \geq 6 D_{max}$
Résistance caractéristique à la traction directe à 28 j (pic)	9 MPa (avec entaille)	9,1 MPa (sans entaille)	en cours	$\Phi = 70 \text{ mm}$
Traction par flexion sur prisme	42 MPa	45 MPa	20 MPa	Prisme 4 X 4 X 16
σ_{bt} (w = 0,3 mm) moyenne	12 MPa	7,9 MPa	en cours	Mode opératoire AFREM = Courbe
Module d'élasticité E	58 GPa	65 GPa	57 GPa	Essai sur prisme
Module dynamique Ed (0,5 mm, 1 à 10 Hz)	60 GPa	60,1 GPa	56,5 GPa	
Module de cisaillement G	24 GPa	25 GPa	24 GPa	
Coefficient de Poisson	0,2	0,2	0,183	Mode opératoire Norme NF
Coefficient de dilatation thermique	11,8 $\mu\text{m} / \text{m} / ^\circ\text{C}$	10,4 $\mu\text{m} / \text{m} / ^\circ\text{C}$		
Retrait total	550 $\mu\text{m} / \text{m}$	570 $\mu\text{m} / \text{m}$		NF-P 15 - 433
Fluage propre et de dessiccation	$K_d=0,3$ après TT $K_d = 1,0$ sans TT	$K_d = 0,8$ sans TT		Mode opératoire LCPC/RILEM
Porosité	1,9 %			
Absorption	0,06 g / cm ²	0,22 g / cm ²		
Perméabilité à l'air	< 10 ⁻²⁰ m ²			
Essai de Gel – Dégel	0 %	2,8 %		
Flow Test	550 mm	640 mm		

Tableau 1.14 Propriétés mécaniques et physiques des BFUP (SETRA &AFGC2002)

1.20.2 Effets différés des BFUHP

Le BFUP est un matériau cimentaire, et en tant que tel, il subit des effets différés tout comme le béton ordinaire. Avec des différences importantes, cependant.

1.20.2.1 Retrait

La composante principale du retrait du BFUP provient du retrait endogène, au cours duquel l'eau est consommée par l'hydratation du ciment. Pour des éléments préfabriqués, l'effet du retrait est moins important que pour les éléments coulés en place, car une grande partie se produit avant que les éléments ne soient assemblés sur le chantier, et n'a donc aucune influence sur le comportement de la structure dans son ensemble. Il faut cependant prendre garde que les coffrages soient conçus de manière appropriée pour éviter une fissuration au jeune âge du BFUP, alors qu'il se trouve encore

dans le moule. Après le traitement thermique (s'il est nécessaire), le retrait résiduel est pratiquement nul alors que le retrait total d'un BFUP sans traitement est de l'ordre de $6 \text{ à } 7 \cdot 10^{-4}$ au lieu de $2 \text{ à } 2.5 \cdot 10^{-4}$ pour un béton classique.

1.20.2.2 Fluage

Le fluage est une augmentation graduelle de la déformation sous contraintes constantes. En plus d'une augmentation des flèches des éléments en flexion, le fluage a pour conséquence une réduction de l'effort de précontrainte par suite du raccourcissement de l'élément. Les valeurs observées du fluage pour les éléments en BFUP sont très basses, avec un coefficient final de fluage ϕ de l'ordre de 0.8 (au lieu de 2 pour un béton classique). Pour les éléments qui ont subi un traitement thermique, cette valeur s'abaisse à approximativement 0.3. Dans l'ensemble, les effets différés sont bien moins importants pour le BFUP que pour les éléments en béton ordinaire, même s'ils ne sont pas complètement négligeables, notamment au jeune âge.

1.20.3 Durabilité des BFUP

Du fait de leur microstructure extrêmement dense, de leur porosité capillaire très faible et de leur compacité, les BFUP présentent des caractéristiques de durabilité exceptionnelles, quel que soit l'environnement, notamment dans les domaines suivants : résistance aux cycles gel-dégel, résistance aux sels de déverglaçage, à l'eau de mer, aux sulfates, résistance à la carbonatation, résistance à la pénétration d'ions agressifs et des acides faibles, résistance à l'abrasion, aux chocs, excellente tenue aux températures élevées ainsi qu'aux ultraviolets.

1.20.4 Valorisation de la résistance des BFUP

Le comportement mécanique du matériau permet de concevoir des ouvrages particulièrement élancés et légers et une grande variété de formes, notamment avec des concepts innovants tels que des structures en treillis. Il permet de réduire les volumes de béton à mettre en oeuvre, d'affiner les structures et donc de réduire le poids des ouvrages et leur impact sur les fondations figure 1.49. L'utilisation de la précontrainte valorise au maximum les très hautes résistances en compression, en traction ou en flexion du matériau. Les raisons principales motivant l'emploi du BFUP proviennent de leur comportement mécanique en traction et en particulier leur capacité de déformation, donnée par leur comportement écrouissant, ainsi que de leur très faible perméabilité aux substances agressives.

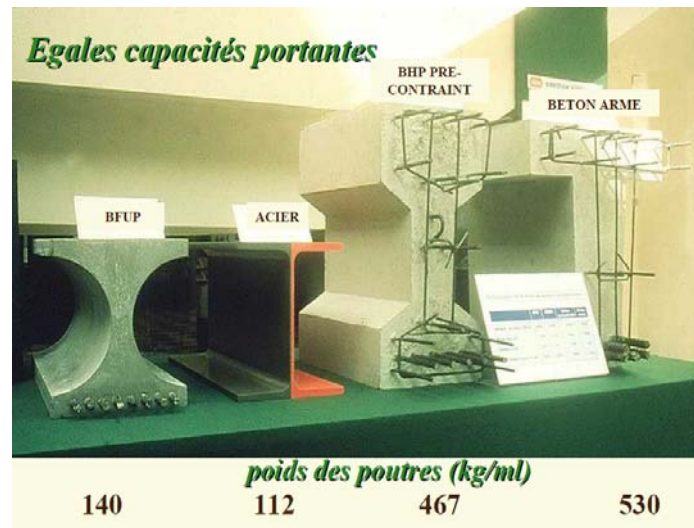


Fig.1.49 Efficacité de l'utilisation du BFUP pour réduire le poids des poutres

1.20.5 Documents de référence

Le document de référence pour les BFUP a été édité en janvier 2002 par l'Association Française de Génie Civil (AFGC) dans sa collection de documents scientifiques et techniques : « Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances Recommandations provisoires ». Ce document bilingue français-anglais, fruit du travail d'un groupe d'experts de l'AFGC, du SETRA et des principaux organismes publics ou privés, synthétise l'ensemble des informations et recommandations permettant l'emploi de ces nouveaux matériaux. Il intègre les recherches, les résultats d'essais sur les divers matériaux développés ces dernières années et les retours d'expérience sur plusieurs chantiers.

Ce guide s'appuie sur les recommandations concernant les bétons de fibres métalliques publiées par l'AFREM (Association française de recherche et d'essais sur les matériaux de construction) et sur le cahier des charges établi par EDF pour les poutres en BFUP utilisées pour les centrales nucléaires de Cattenom et de Civeaux. Les recommandations se décomposent en trois parties : la caractérisation du matériau BFUP (lois de comportement, spécifications sur les performances mécaniques, contrôles qualité, modes opératoires de mise en oeuvre, etc.), la conception et le calcul de structures en BFUP et la durabilité. Il constitue un référentiel permettant de dimensionner les BFUP dans les bâtiments et les structures de génie civil.

Au Japon en 2006 la société japonaise de génie civil (JSCE) a publié un guide (JSCE Guidelines for Concrete 2006, No.9) pour l'emploi des BFUP dans les structures "Recommendation for design and construction of ultra high strength fiber reinforced concrete structures". En 2008 d'autres recommandations pour la conception des structures en BFUP ont été éditées en Allemagne. La FIB a également fait ses premières règles de conception pour les BFUP (Walraven 2008).

1.20.6 Dimensionnement des structures en BFUP

Les recommandations du guide AFGC définissent en particulier les spécifications sur les performances mécaniques et les prescriptions de mise en œuvre et de contrôle, précisent les règles et méthodes de dimensionnement des structures en BFUP en proposant des lois de comportement du matériau et justifient la durabilité de ce nouveau béton. Elles permettent de dimensionner les ouvrages en BFUP en s'affranchissant pour certaines structures des armatures passives.

Le fonctionnement des BFUP est basé sur la résistance propre à la traction des fibres après fissuration de la matrice cimentaire. Si cette résistance est suffisante, selon le fonctionnement de la structure et les charges auxquelles elle est soumise, on peut se dispenser d'armatures. Les méthodes de dimensionnement proposées par les recommandations sont établies à partir des règlements français de calculs du béton armé (BAEL) et du béton précontraint (BPEL) basé sur des vérifications semiprobabilistes aux états limites. Elles précisent les éléments permettant d'intégrer l'influence des méthodes de mise en œuvre sur les valeurs de résistances à prendre en compte pour le dimensionnement.

1.20.7 Domaines d'applications potentiels des BFUP

Les nombreuses qualités des BFUP, permettent d'envisager une multitude d'applications aussi bien en structure de génie civil (poutres précontraintes par pré ou post tension, canalisations, conteneurs, ouvrages offshore, couvertures de grande portée, silos, réservoirs, cuves de rétention, tours de refroidissement, murs de soutènement, dalles, structures triangulées, voussoirs de tunnels, etc.) qu'en bâtiment (poutres, poteaux élancés, planchers de grande portée, etc.) et leur utilisation dans des applications innovantes jusque-là inaccessibles au matériau béton et réservées à d'autres matériaux. En règle générale les BFUP à base de fibres métalliques sont destinées à des applications structurelles, ceux à base de fibres organiques à des applications architectoniques (éléments architecturaux, panneaux de façade, corniches, parements d'ouvrage, lames pare-soleil, mobiliers urbains, panneaux acoustiques, sculptures, etc.). Le BFUP a également trouvé un certain nombre d'applications dans la réparation et le renforcement de structures existantes, dans lesquelles, appliqué en couches minces, avec ou sans armature, il peut avantageusement remplacer une surface de béton fissurée et carbonatée par une nouvelle couche étanche et résistante.

Un domaine potentiel d'application intéressant pour les BFUP est celui des dalles des ponts mixtes, soit pour de nouvelles constructions ou en remplacement d'une dalle existante (Le ROY et al.2009).

1.20.8 Exemples d'application des BFUP

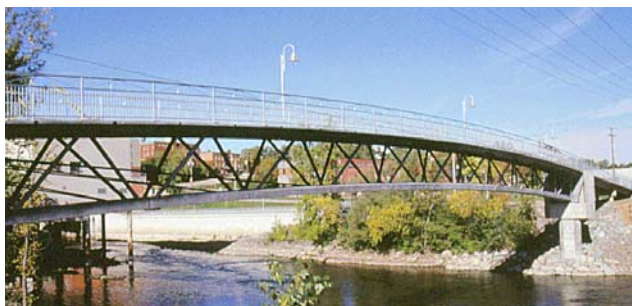
Le BFUP est un matériau léger, compact et résistant qui peut être moulé dans des formes complexes. Son plus proche concurrent est l'acier de charpente métallique, avec lequel il partage plusieurs propriétés. Il n'est dès lors pas surprenant que ses premières applications aient été dans les domaines

des éléments de toiture, des passerelles, des ponts routiers et des éléments protecteurs dans des environnements hydrauliques et agressifs, dans lesquels une ou plusieurs de ces propriétés étaient nécessaires.

La première application du BFUP en 1997-1998 est un bon exemple : des poutres précontraintes de forme conventionnelle, mais avec des dimensions considérablement plus petites que pour des éléments en béton armé, et avec une durabilité accrue ont été utilisées pour remplacer des poutres en acier corrodées dans l'environnement agressifs des tours de refroidissement des centrales nucléaires de Cattenom et de Civaux en France (Resplendino 2004, Acker et al. 2004).

La première passerelle en BFUP (Ductal) a été construite en 1997 à Sherbrooke (figure 1.50). De longueur de 60 m et largeur de 3.3 m, c'est une structure en treillis avec une précontrainte extérieure longitudinale, sans armature passive (Resplendino 2006). Une autre passerelle Sakata- Mirai a été construite en 2003 au Japon (figure 1.50). C'est une poutre simple de 50 m de portée et d'une largeur de 2.4 m. La section est en caisson avec des âmes évidées en BFUP Ductal (Resplendino 2006). La passerelle Seonyu à Séoul en 2002 (figure 1.50), est une arche précontrainte en BFUP (Ductal) d'une portée de 120 m et d'une largeur de 4.3 m (Behloul et al. 2003). La passerelle Gärtnerplatz, construite plus récemment à Kassel en 2007 (Allemagne), à une longueur totale de 133.2 m, une largeur de 5 m et une portée principale de 36 m (figure 1.50).

Passerelle de Sherbrooke 1997 (Canada)



Passerelle de Sakata Mirai 2003 (Japon)



Passerelle de Gärtnerplatz 2007 (Allemagne)



Passerelle de Seonyu Séoul 2002 (Corée)



Fig.1.50 Exemples représentatifs des ouvrages réalisés en BFUP dans le monde

En France selon la revue Ouvrage d'Art du SETRA cinq ponts routiers comportant des composants structuraux en BFUP ont été réalisés ; Le pont Pinel à Rouen en 2007 (BSI), deux ouvrages à Bourg-

lès-Valence en 2001 (BSI), le pont de Saint-Pierre-la-Cour en 2005 (Ductal) et le PS 34 sur l'A51 en 2005 (BCV). Sur le pont routier de Saint-Pierre-la-Cour (Mayenne), les poutres sont élancées et fines. Le béton traditionnel a été coulé sur des pré-dalles en BFUP. Le pont Pinel à Rouen, construit par Eiffage sur l'autoroute A150 en 2007, est en poutres préfabriquées en forme de T inversé. Enfin, le PS 34 sur l'A51 au sud de Grenoble est un passage supérieur sur une autoroute, avec une travée de 50 m de portée sans appui intermédiaire. Les caissons sont en BFUP. La figure 1.51 montre quelques exemples représentatifs des ouvrages en BFUP déjà construits en France alors que la figure 1.50 présente des ouvrages construits dans le monde. Les détails de ces ouvrages sont donnés dans les tableaux 1.15 et 1.16.

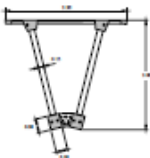
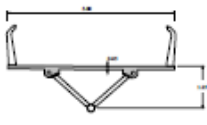
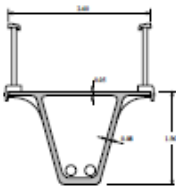
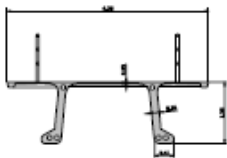
	Sherbrooke	Gärtnerplatz	Sakata-Mirai	Seonyu footbridge
année de construction	1997	2007	2002	2002
caractéristiques	Treillis (BFUHP confiné dans les diagonales)	Treillis métallique	Caisson à hauteur variable Variable box cross section Variabler Kastenquerschnitt	Arc à section ouverte
portée span ℓ [m]	60	36	50	120
largeur [m]	3.3	5	2.4	4.3
ℓ/h	20	28	32	92
h_{lab} [m]	0.03	0.08	0.05	0.03
h_{equiv} [m]	0.15	0.085-0.12	0.18	0.12*
matériau	Ductal	UHPFRC (Allemagne, Germany, Deutschland)	Ductal	Ductal
Section				

Tableau 1.15. Principaux paramètres des ponts représentatifs en BFUP (selon Spasojevic 2008)

Pont St-Pierre-la-Cour 2005 (France)



Pont PS34 -A51 La Chabotte 2006 (France)



Pont Bourg-les-Valence 2001 (France)



Fig.1.51 Exemples représentatifs des ouvrages réalisés en BFUP en France

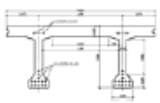
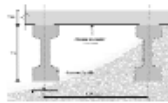

		Bourg-lès-Valence, France	Saint-Pierre-la-Cour France	PS34, bridge over A51, La Chabotte, France
année de construction		2001	2005	2006
caractéristiques		5 poutres à deux âmes par portée	10 poutres avec dalle BO	caisson monocellulaire
portées	[m]	20.75 / 22.75	19	47.4
largeur	[m]	12.2	12.6	4.4
ℓ / h		23, 25	25 (girder)	30
h_{slab}	[m]	0.15	-	0.12 / 0.14 ¹
largeur âmes	[m]	0.11	0.14	0.14
h_{equiv}	[m]	0.25	≈ 0.12 (poutres,	0.28
matériau		BSI 3% steel fibres	Ductal,	BCV, Vinci
section				

Tableau 1.16. Principaux paramètres des ponts représentatifs en BFUP (selon Spasojevic 2008)

1.21 Conclusion

Les renforts en PRF ont été proposés comme une alternative aux armatures en acier sujettes à la corrosion dans les infrastructures en béton. L'utilisation de PRF allège le coût de la réhabilitation et le remplacement des structures endommagées par la corrosion. Les résultats de recherche publiés, même si ces recherches se concentrent sur la performance à court terme, ont montré des performances satisfaisantes des éléments précontraints par les renforts en PRF et notamment les PRFC. Les renforts en fibre de carbone PRFC ont montré de très bonnes caractéristiques mécaniques (résistance en traction, fatigue, relaxation..) et exhibent de bonnes propriétés en termes de durabilité. Les renforts en PRFC ont un comportement élastique linéaire et présentent une rupture fragile avec une libération considérable d'énergie élastique. En raison de la faible rigidité de ces matériaux, il est préférable dans la mesure du possible de précontraindre les torons PRFC afin d'enlever une grande partie de leur capacité de déformation et de rendre l'utilisation des matériaux PRFC plus efficace. La limite supérieure pour la précontrainte des renforts en PRF est inférieure à celle de l'acier, principalement en raison du phénomène de rupture par fluage des composites. La différence dans les configurations de surface des renforts PRFC peut également influencer le comportement structural. L'absence d'un système d'ancrage simple et fiable pour la post-tension des renforts en PRFC en raison de la faible résistance transversale des PRF constitue un obstacle technique à une utilisation généralisée des PRFC dans la post-tension. Du fait que le comportement des renforts PRFC est élastique linéaire, la réponse charge vs flèche est bilinéaire sous des charges de service. Une comparaison des poutres précontraintes avec des renforts PRF et des torons en acier classiques a montré que les poutres précontraintes par des renforts en FRP présentent des charges à la rupture plus élevées et des flèches ultimes plus petites. Ce comportement est dû à l'augmentation des contraintes ultimes dans les renforts en FRP par rapport à l'acier et le manque de ductilité des renforts PRF. Plusieurs méthodes ont été proposées pour améliorer la ductilité des éléments précontraints par des PRFC comme le confinement du béton et l'utilisation des renforts PRFC de précontrainte partiellement adhérent. Les essais de fatigue sur des poutres précontraintes avec des renforts en PRFC ont également montré des performances satisfaisantes. Très peu d'informations ont été publiées sur l'utilisation des BFUP dans les poutres précontraintes par PRFC. Les résultats de ces études ont montré que la précontrainte avec des renforts en PRFC peut considérablement améliorer le comportement des poutres et une bonne ductilité peut être atteinte.

Actuellement, les guides de conception des structures en béton avec les renforts PRF (ACI-440 (2001,2004), CSA-S806-00 (2000), ISE (1999), JSCE1997) suggèrent que les formules prescrites dans les codes traditionnels, qui ont été développés pour le béton armé (armature acier), peuvent être utilisées pour des PRF par l'application de facteurs de modification. Ces facteurs sont généralement basés sur la rigidité relative des PRF par rapport à celle de l'acier et semblent fournir une corrélation raisonnable avec les résultats d'essais.

Les BFUP, compte tenu de leurs multiples performances, peuvent s'adapter aux diverses contraintes et exigences des ouvrages et ouvrir de grandes perspectives d'applications pour les ouvrages nécessitant résistances importantes, durabilité et esthétisme. Ils apportent une réponse aux évolutions majeures de la construction en permettant d'optimiser les dimensionnements (augmentation des portées, réduction des quantités de matériaux utilisées), de réduire la durée des chantiers et les coûts globaux des ouvrages, d'améliorer l'esthétique des parements et la pérennité des structures et d'offrir une liberté architecturale. Ne nécessitant en général ni vibration, ni armatures passives, les BFUP permettent une diminution de la pénibilité sur les chantiers.

Afin d'améliorer la ductilité des poutres précontraintes avec les PRFC, nous avons choisi d'utiliser le BFUP dans ce travail de thèse. En effet, en considérant les propriétés mécaniques de ces deux matériaux, leur association peut conduire à des structures plus légères, plus durables nécessitant une faible maintenance.

2 Chapitre 2 : Etude de l'adhérence des joncs PRFC avec le BFUP

2.1 Introduction :

La performance des éléments en béton armé ou précontraint dépend essentiellement des propriétés de l'adhérence entre les renforts et le béton environnant. Un niveau adéquat d'adhérence est donc nécessaire entre ces deux matériaux pour transmettre les efforts de l'un à l'autre. Le remplacement des renforts en acier par des renforts en PRFC modifie le mécanisme de transfert des forces entre le béton et le renfort. Ceci est en particulier dû à l'anisotropie des matériaux en PRFC pour lesquels les propriétés transversales et la résistance au cisaillement sont contrôlées par la résine tandis que les propriétés longitudinales sont contrôlées par les fibres. Dans le cadre de notre travail nous avons réalisé une campagne d'essais expérimentaux afin d'étudier la liaison des joncs en PRFC noyés dans un BFUP avec trois types de configurations de surface: lisse, recouverte de sable et usinée. L'objectif principal est de comprendre les mécanismes d'interaction activés lors du transfert des efforts et de déterminer la relation constitutive de l'adhérence. Dans un premier temps, nous avons déterminé les propriétés mécaniques des joncs en fibres de carbone telles que la résistance en traction, le module d'élasticité et le coefficient de Poisson. Nous avons ensuite étudié l'adhérence des joncs carbone avec le BFUP. À ce stade, des essais d'arrachement direct ont été réalisés sur les joncs lisses et recouverts de sable, puis, afin d'améliorer l'adhérence jonc/BFUP, différentes formes de joncs obtenues par usinage de la surface extérieure ont été testées. Les paramètres étudiés sont la longueur d'ancrage, le diamètre des joncs et l'âge du béton. D'autres essais d'adhérence par flexion (Beam test) ont également été effectués afin de comparer les résultats de ces essais aux résultats obtenus par essais de pullout. Ces résultats sont présentés sous forme d'une relation entre les contraintes moyennes de cisaillement et le glissement des joncs en fibres de carbone.

2.2 Programme expérimental

2.2.1 Matériaux utilisés

Joncs carbone (PRFC)

Deux types de joncs composites en PRFC ont été utilisés pour étudier l'adhérence avec le BFUP :

- Le jonc Compodex C12 J, qui est un jonc pultrudé carbone/résine époxyde avec une fraction volumique de fibre de carbone de 65 % fabriqué par la société Epsilon Composites (France). Ces joncs sont relativement lisses et la couche externe du jonc est enveloppée par une bande de tissu d'arrachage

déposée pendant la fabrication pour absorber la quantité excédentaire de résine et protéger la surface du jonc pendant le transport. Trois diamètres ont été testés 8, 10 et 12 mm (figure 2.1).

- Le jonc Carbopree, qui est un jonc pultrudé carbone/résine vinylester avec une fraction volumique de fibre de 65 % fabriqué par la société Sireg Spa (Italie). Ces joncs sont recouverts de sable de quartz pendant la fabrication. Un seul diamètre (7.5 mm) a été utilisé (figure 2.2).

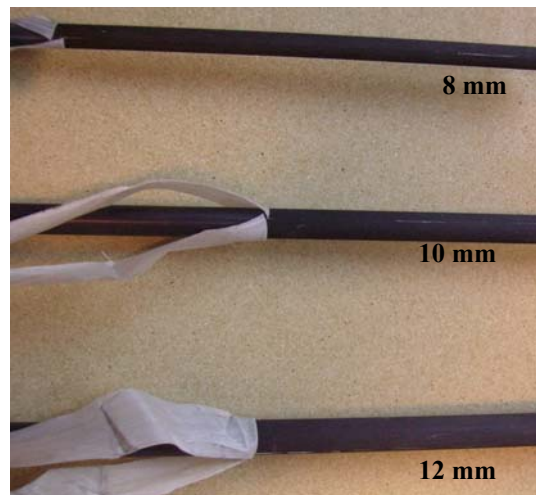


Fig.2.1 Joncs carbone lisses (Compodex C12 J)



Fig.2.2 Joncs carbone recouverts de sable (Carbopree)

Propriétés mécaniques des joncs en fibres de carbone

Des essais de traction directe ont été effectués pour caractériser le comportement des joncs carbone pour déterminer la résistance en traction, le module d'Young et le coefficient de Poisson des joncs. Nous avons pour cela testé trois joncs carbone lisses (Compodex C12 J) de diamètre 8 mm, trois joncs carbone recouverts de sable (Carbopree) de diamètre 7.5 mm et une barre en acier de diamètre 8 mm utilisée classiquement pour le béton armé. En raison de l'anisotropie des PRFC, les joncs carbonés ne peuvent pas être sollicités en traction en utilisant la technique d'ancrage utilisée pour l'acier. En effet, cet ancrage génère des contraintes de compression radiale dans le jonc carbone ce qui provoque un endommagement localisé et conduit à une rupture préliminaire dans la zone d'ancrage. Nous avons alors utilisé un système d'ancrage, illustré dans la figure 2.3, qui consiste en deux morceaux plats en acier ayant un évidement circulaire d'un diamètre identique à celui du jonc PRFC et dont l'épaisseur permet d'avoir un espace de 2 mm lors du montage. Les deux plats sont ensuite placés autour du jonc et l'ensemble est mis en place dans les mors auto-serrants d'une presse électromécanique MTS d'une capacité de 100 KN. Les cannelures sont au préalable recouvertes d'une fine couche de colle

cyanoacrylate. Les jons sont chargés jusqu'à la rupture avec une vitesse de chargement de 1mm /min. Aucun déplacement n'a été observé pendant l'essai au niveau de l'ancrage. La charge de traction appliquée et les déformations mesurées, par des jauges bidirectionnelles KYOWA de longueur 2 mm collées sur le jonc, sont enregistrées pendant l'essai à l'aide d'un dispositif d'acquisition. Les jons carbone dont la résistance nécessite une force de rupture supérieure à 100 KN ont été usinés de façon à réduire leur diamètre jusqu'à $D=7$ mm.

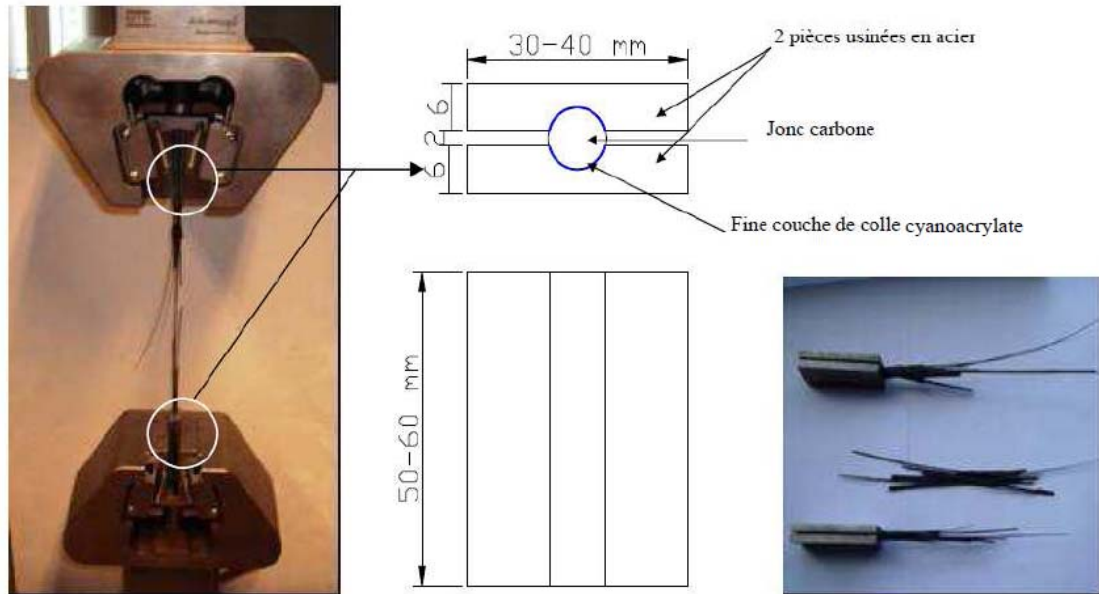


Fig 2.3 Système d'ancrage utilisé et rupture fragile des jons carbone en traction

Le tableau 2.1 récapitule les valeurs des contraintes maximales de traction directe, le module d'élasticité, le coefficient de poisson et la déformation à rupture obtenus pour toutes les éprouvettes.

Eprouvette	Résistance en traction (MPa)	Module d'élasticité (GPa)	Déformation à la rupture	Coefficient de Poisson
Jons carbone lisses 8 mm (Compodex C12 J)				
1	2531	179.28	0.0141	0.283
2	2511	181.12	0.0138	0.278
3	2523	180.05	0.014	0.279
Moyenne/ écart type	2521.67/8.22	180.15/0.755	0.014/0.00013	0.28/0.0022
Jons carbone recouverts de sable 7.5 mm (Carbopree)				
1	2293	148.35	0.0154	0.274
2	2306	147.23	0.0156	0.277
3	2276	149.07	0.0153	0.278
Moyenne/ écart type	2292/12.29	148.55/1.17	0.01543/0.00012	0.276/0.0017
Barre en acier HA 8 mm				
1	580	200	0.047	0.3

Tableau 2.1 Propriétés mécaniques des jons carbone 8 mm

La figure 2.4 montre le comportement en traction des deux types de joncs carbone de diamètres différents (7.5 et 8mm) et d'une barre en acier de diamètre 8mm. La courbe de contrainte-déformation des joncs carbone est linéaire jusqu'à la rupture qui est brutale comme le montre la figure 2.3.

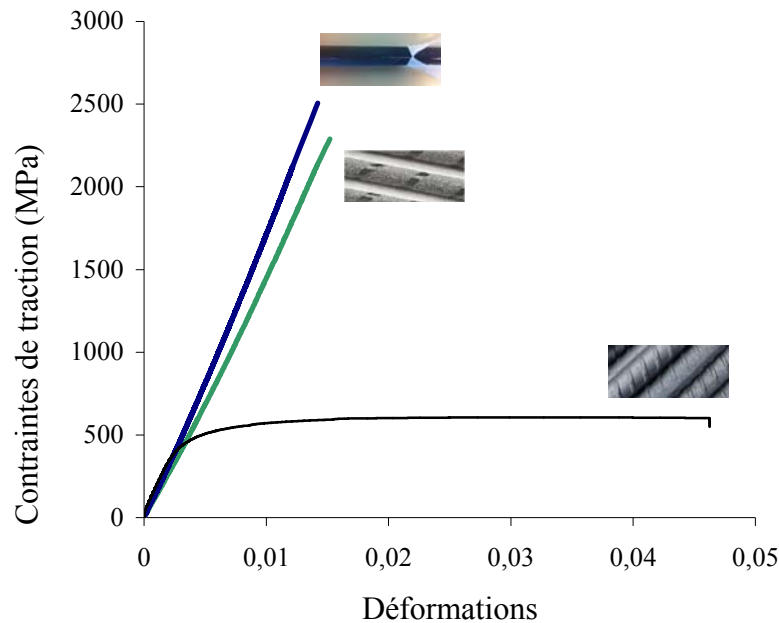


Fig. 2.4. Comportement en traction de joncs carbonés et barre en acier

Les courbes obtenues pour les joncs PFRC ne montrent pas de palier de plastification comme celui observé pour les barres en acier. Comme on peut le voir dans le tableau 2.1, le module d'élasticité des joncs carbone est inférieur à celui de l'acier de 10 à 25% et la résistance ultime en traction est environ quatre fois celle de l'acier.

Le système d'ancrage utilisé ayant montré son efficacité (rupture des joncs dans la zone utile) et étant donné sa simplicité d'utilisation et son caractère réutilisable, il est utilisé dans les essais de pullout.

BFUP

Le béton fibré à ultra haute performance utilisé dans cette étude est le prémix Ceracem/BSI fabriqué par la société Eiffage. Ce béton est prêt à être malaxé avec de l'eau et du superplastifiant et des fibres métalliques. Sa formulation et ses caractéristiques sont présentées dans le tableau 2.2.

Formulation pour 25 kg de prémix BSI/Ceracem B1M1	
Prémix B1M1	25 kg
Eau	2080 g
Adjuvant FM 376	500 g
Fibres métalliques 2% en volume	2080 g
Propriétés mécaniques et physiques Ceracem B1M1	
Résistance en compression à 28j (MPa)	170
Résistance en compression à 14j (MPa)	155
Résistance en compression à 3j (MPa)	120
Module d'élasticité E (GPa)	65
Coefficient de Poisson	0.2
Résistance en traction directe à 28j (MPa)	9.2
Résistance en traction par flexion à 28j (MPa)	45
Etalement (mm)	650
Teneur en air (%)	1.9
Densité (t/m ³)	2.8

Tableau 2.2 Formulation et propriétés physiques et mécaniques du BSI/Ceracem

2.3 Etude de l'adhérence

2.3.1 Essais d'arrachement (Pullout) des joncs lisses et recouverts de sable

Nous avons opté pour l'essai d'arrachement car c'est un essai simple permettant de mesurer le déplacement relatif entre le béton et le jonc carbone à l'extrémité libre du jonc carbone. Nous avons préparé 60 spécimens au total pour examiner plusieurs paramètres de l'adhérence comme la longueur de scellement, le diamètre du jonc et l'âge du béton BFUP (avec au minimum trois spécimens pour chaque paramètre comme détaillé dans le tableau 2.3). Les spécimens sont réalisés en plaçant les joncs carbone au centre des moules cylindriques ($d \times h = 110 \times 220$ mm) dans lesquels le BFUP est coulé comme le montre la figure 2.5.



Fig.2.5. Préparation des spécimens de Pull-out

Les différentes longueurs de scellement (l_d) testées sont égales à 5D, 10D, 15D et 20D où D est le diamètre du jonc carbone. Trois diamètres de joncs de 8, 10 et 12mm ont été considérés pour les joncs lisses et de 7.5mm pour les joncs recouverts de sable. Les spécimens ont été testés à 3, 14, 28 et 90 jours après le coulage du BFUP. Trois éprouvettes de pullout ont également été réalisées avec des barres en acier pour établir une comparaison. La réalisation des essais de type pullout a nécessité la réalisation d'un montage qui a été adapté sur une presse électromécanique de traction compression MTS de capacité 100 KN (figure 2.6). Afin d'éliminer l'effet favorable des contraintes de compression générées par la plaque métallique à l'extrémité chargée de l'éprouvette (Malvar 1995, Tastani et al. 2006), sur le mécanisme d'adhérence, le jonc carbone est isolé du béton sur une longueur de 70 mm à l'aide d'un tube en plastique (figure 2.6). Enfin, le déplacement relatif entre le jonc carbone et le BFUP à l'extrémité libre de l'échantillon est mesuré à l'aide de capteurs LVDT dont la précision est de 0.01mm. La vitesse de chargement est fixée à 1mm/mn.

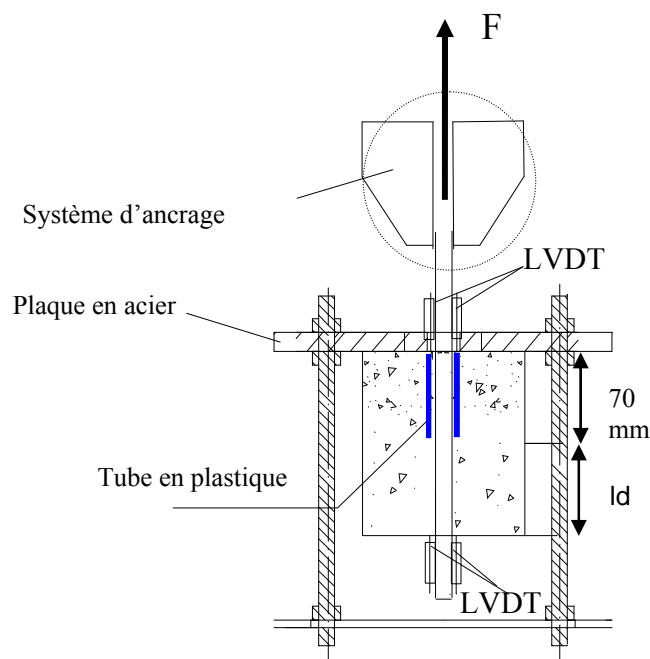


Fig.2.6 Montage de l'essai de Pull-out

2.3.2 Résultats expérimentaux obtenus avec les joncs lisses et recouverts de sable

L'évolution de l'adhérence entre le jonc carbone et le béton est représentée par la courbe des contraintes moyennes de cisaillement (τ) en fonction des déplacements relatifs à l'extrémité libre du jonc (δ). Supposons que les contraintes de cisaillement soient uniformément réparties sur la longueur d'adhérence, les contraintes moyennes d'adhérence sont définies par l'équation suivante :

$$\tau = \frac{F}{\pi * D * l_d} \quad (\text{éq. 2.1})$$

Où F est la force de traction appliquée, D le diamètre de jonc et l_d la longueur de scellement.

Notons ici que la courbe τ - δ caractérise complètement le comportement d'adhérence du jonc et qu'elle peut être employée, par exemple, dans des calculs éléments finis pour ce type de jonc carbone.

Le tableau 2.3 récapitule les valeurs maximales des contraintes moyennes de l'adhérence et des déplacements correspondants pour toutes les éprouvettes. Chaque valeur représente la valeur moyenne calculée avec au minimum les résultats de trois éprouvettes de même configuration.

Spécimens	Diamètre (mm)	Longueur de scellement (mm)	Age du béton (jours)	Charges d'arrachement (KN)	Contraintes d'adhérence max. (MPa)	Déplacements relatifs au pic (mm)
Joncs lisses	8	40	3	22.16	22.05	0.14
	8	40	14	22.86	22.74	0.12
	8	40	28	23.39	23.27	0.09
	8	40	90	24.38	24.26	0.075
	8	80	3	38.4	19.1	0.14
	8	80	14	39.5	19.65	0.13
	8	80	28	41.42	20.6	0.11
	8	80	90	43.83	21.8	0.1
	8	120	28	49.07	16.27	0.12
	8	160	3	50.43	12.54	0.06
	8	160	14	50.74	12.62	0.06
	8	160	28	52.03	12.94	0.08
	8	160	90	52.76	13.12	0.09
	10	50	28	32.8	20.88	0.08
	12	60	28	39.81	17.6	0.081
Joncs recouverts de sable	7.5	37.5	28	24.05	27.22	0.08
	7.5	75	28	40.22	22.76	0.06
	7.5	112.5	28	52.72	19.89	0.068
	7.5	150	28	54.6	15.45	0.086
Acier HA	8	25	28	31.54	50	0.048

Tableau 2.3 Valeurs maximales expérimentales des contraintes moyennes d'adhérence

2.3.2.1 Effet de la configuration de surface :

Une comparaison du comportement de l'adhérence de deux types de joncs carbone (diamètres 7.5 et 8mm) et des barres en acier (diamètre 8mm) est illustrée sur la figure 2.7 (la longueur de scellement

est de 5D et l'âge du BFUP est de 28 j). Les deux configurations de surface (lisse et recouverte de sable) montrent un comportement (τ - δ) caractérisé par une augmentation continue (branche ascendante) des contraintes de cisaillement jusqu'à ce qu'un pic soit atteint. Ce pic est alors suivi d'une baisse soudaine de l'adhérence (branche descendante) provoquée par cisaillement de l'interface PRFC-BFUP. Cependant, les contraintes d'adhérence demeurent constantes pendant l'arrachement du jonc carbone ce qui représente la résistance résiduelle due au frottement entre les deux matériaux.

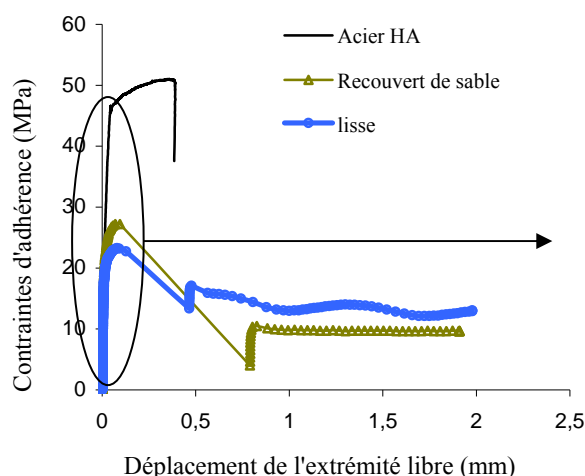


Fig.2.7 Comparaison de l'adhérence entre les joncs carbone et une barre acier.

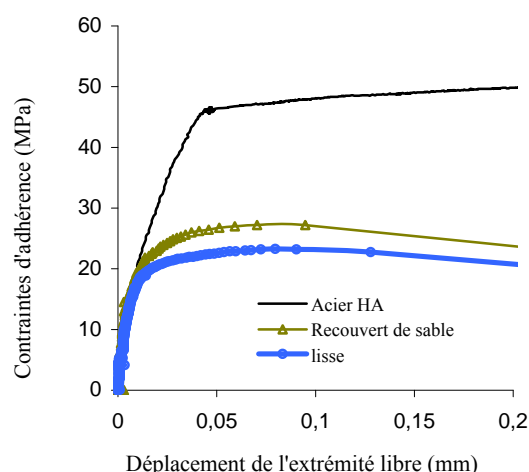


Fig.2.8 Zoom de la figure 2.7 pour les petits déplacements

Les deux types de joncs PRFC montrent une courbe τ - δ de forme semblable (figure 2.7), avec une valeur de la contrainte d'adhérence plus faible de 15% pour les joncs lisses, ceci étant probablement dû à une rugosité plus faible qui a affecté son mécanisme de frottement. La valeur résiduelle de l'adhérence (après le pic) représente 40% et 60% de la valeur maximale de l'adhérence respectivement pour les joncs recouverts de sable et les joncs lisses. La barre en acier H.A a développé une haute résistance à l'adhérence (environ deux fois plus élevée que celles des joncs carbone) et a montré un comportement plastique avant la rupture. La figure 2.8 montre que pour les deux configurations de la surface des joncs l'extrémité libre a commencé à glisser à une valeur de la contrainte d'adhérence égale à 20 % de la valeur maximale de la résistance à l'adhérence. En outre, la valeur maximale de l'adhérence pour les deux joncs PRFC s'est produite pour la même valeur de glissement soit environ 0.1mm, tandis que, pour la barre en acier, elle s'est produite pour une valeur de 0.048mm. Après le pic, les joncs recouverts de sable ont montré une rupture plus brutale que celle obtenue avec les joncs lisses.

Les mécanismes d'adhérence à l'interface des joncs lisses et recouverts de sable sont l'adhésion chimique et le frottement. Les résultats des essais de pullout rapportés dans la littérature pour des joncs PRFC incorporées dans des bétons de résistance allant de 25 à 65 MPa montrent des valeurs de contraintes d'adhérence allant de 1 à 3.5 MPa pour les joncs lisses et de 8 à 16 MPa pour les joncs

recouverts de sable (Malvar 1995, Al-Zahrani 1995). Dans nos essais, les joncs PRFC incorporés dans le BFUP montrent clairement une résistance à l'adhérence très importante (23.27 et 27.22 MPa respectivement pour les joncs lisses (8mm) et les joncs recouverts de sable (7.5 mm)).

En ce qui concerne les joncs lisses pour lesquels la valeur du gain d'adhérence est 6 fois plus élevée que les valeurs trouvées dans la littérature, on peut considérer les trois effets suivants qui doivent contribuer à l'adhérence et aussi améliorer le gain :

1- La faible rugosité créée par le tissu d'arrachage sur la surface externe des joncs a amélioré l'adhésion chimique et le frottement. Des observations semblables ont été faites par Rossetti et al. (1995) qui ont précisé qu'un comportement intermédiaire entre les joncs lisses et les joncs recouverts de sable peut être obtenu à l'aide d'un certain traitement de la surface externe des joncs (sablage, enduit de poudre époxyde ...). En outre, le tissu d'arrachage permet de réduire l'épaisseur de la résine sur la surface extérieure du jonc et conduit à une amélioration de la rigidité de surface du jonc carbone. La même déduction a été faite par Al-Zahrani (1995) qui a étudié le comportement de l'adhérence des joncs lisses en PRF après avoir enlevé la couche de résine externe des joncs. Ses résultats expérimentaux ont montré une augmentation de la résistance à l'adhérence cinq fois plus élevée que celle obtenue pour les joncs lisses.

2- La pression radiale du confinement provoquée par le retrait endogène du BFUP (dû à une grande quantité de ciment et de fumée de silice), a amélioré l'action du frottement. Les mêmes résultats ont été rapportés par d'autres auteurs (Cosenza et al. 1997, Nanni et al. 1995, Bakisa et al. 1998).

3- La présence de la fumée de silice qui présente une surface spécifique élevée a affecté la morphologie de la zone de transition PFRC-BFUP par une réduction de l'orientation préférentielle des cristaux d'hydroxyde de calcium (CH), ce qui provoque une réduction du ressuage du BFUP. En outre, elle a augmenté le retrait endogène et a diminué le fluage (Chen et al. 1997, 2004, ACI committee 234 1995, De Larrard et al. 1993). L'adhérence est par conséquent améliorée.

Pour illustrer les avantages que peuvent apporter la combinaison BFUP/ joncs carbone lisses, trois essais de pullout ont été également réalisés en utilisant un béton ordinaire (35 MPa) et des joncs carbone de diamètre 12mm. La figure 2.9 monte le gain d'adhérence obtenu dans le cas du BFUP et confirme nos propos. Nous avons de plus obtenu les mêmes résultats avec le BFUP Ductal.

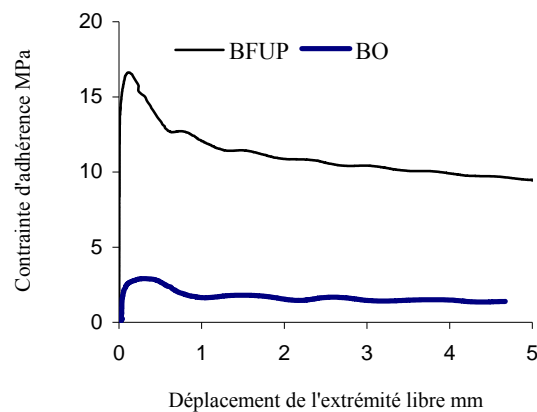


Fig.2.9 Comparaison de l'adhérence du jonc carbone de diamètre 12mm avec un BFUP et un BO

Concernant les joncs recouverts de sable, il y a également une composante substantielle d'adhérence chimique entre le PRFC et le béton car la pâte du ciment colle sur la surface des particules de sable pendant l'hydratation. La pression radiale de confinement (due au retrait endogène) et l'effet mécanique du sable à l'échelle microscopique, ont contribué considérablement à l'augmentation du frottement entre les joncs carbone et le BFUP. Ces observations ont été également rapportées pour le béton ordinaire (Cosenza et al. 1997, Nanni et al. 1995, Bakisa et al. 1998, Al-Mahmoud et al. 2007)

2.3.2.2 Effet du diamètre

Beaucoup de travaux de recherches ont été effectués pour évaluer l'effet du diamètre sur l'adhérence des joncs PRFC (Cosenza et al. 1997, Nanni et al. 1995, Wang et al. 1999, Benmokrane et al. 1996, 2002, Tighiouart et al. 1998, Tastani et al. 2006, De Larrard et al. 1993, Achillides et al. 2004). Les résultats expérimentaux obtenus au cours de notre étude, illustrés dans la figure 2.10 et dans le tableau 2.3 (la longueur de scellement est égale à 5D et l'âge du BFUP est de 28 j) ont montré que la contrainte maximale d'adhérence diminue quand le diamètre des joncs augmente. Ceci peut être expliqué par le ressuage du béton (Nanni et al. 1995, Achillides et al. 2004)

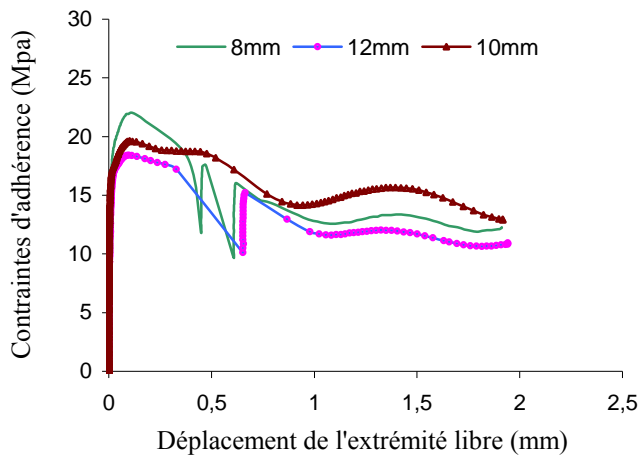


Fig.2.10. Effet du diamètre sur l'adhérence

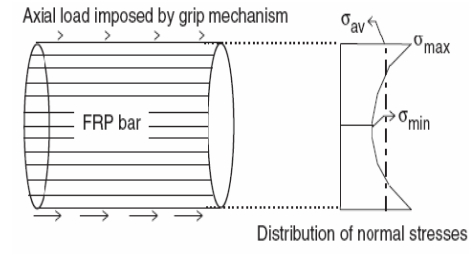


Fig.2.11 Phénomène de 'shear lag'

Plus le diamètre est grand, plus la quantité d'eau de ressuage autour du jonc est importante, créant des grands vides qui diminuent la surface de contact entre le jonc et le béton. Par conséquent, l'adhérence subit une réduction. Selon Achillides et al. (2004), d'autres facteurs peuvent être responsables de cette réduction :

A) Le fait que les grands diamètres exigent de plus grandes longueurs de scellement pour développer le même effort normal. Il est admis que dans le cas de grandes longueurs de scellement, les contraintes moyennes d'adhérence diminuent (voir le paragraphe suivant).

B) L'effet Poisson peut mener à une légère réduction en diamètre du jonc en raison de l'effort longitudinal. Cette réduction augmente avec la taille du jonc et conduisent à des contraintes réduites de frottement.

C) Le phénomène de 'shear lag' ; la mise en traction de la surface extérieure du jonc carbone génère un certain déplacement différentiel entre les fibres du coeur et les fibres de surface du jonc ce qui a comme conséquence une distribution non uniforme des efforts normaux à travers la section latérale du jonc (figure 2.11). Les contraintes moyennes d'adhérence développées entre le jonc et le béton sont directement liées à la valeur de l'effort normal qui se produit près de la surface du jonc. La différence dans les efforts normaux est plus importante pour les joncs de grand diamètre et par conséquent elle cause une réduction des contraintes moyennes d'adhérence. Une conclusion semblable a été établie par Tepfers et al. (2006).

2.3.2.3 Effet de la longueur de scellement :

Différentes longueurs de scellement (5D, 10D, 15D et 20D ; D est le diamètre du jonc) ont été testées à 28 jours pour les deux types de joncs carbone. Les résultats obtenus sur les joncs lisses (diamètre 8mm) sont présentés sur la figure 2.12 et dans le tableau 2.3.

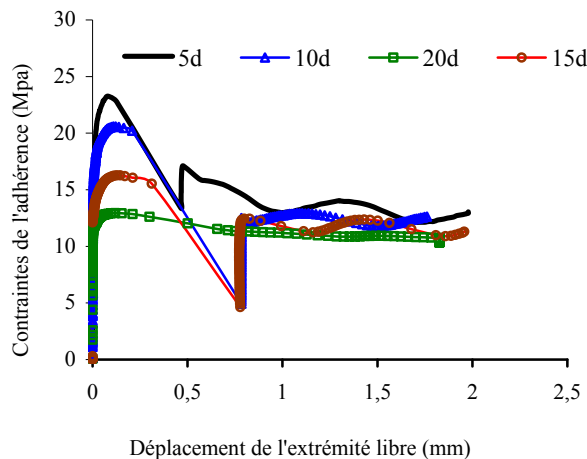


Fig.2.12 Effet de la longueur du scellement sur l'adhérence

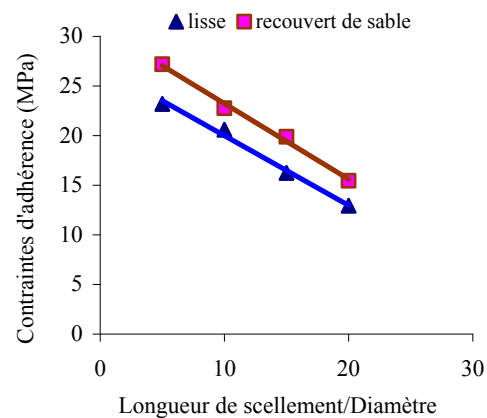


Fig.2.13.L'adhérence en fonction de longueur de scellement

Quelques observations peuvent être faites :

- La contrainte moyenne d'adhérence maximale est obtenue pour la longueur de scellement la plus courte (5D).
- Les éprouvettes ont atteint leurs résistances maximales pour une valeur de déplacement de l'ordre de 0.1mm quelle que soit la longueur d'ancrage.
- La contrainte moyenne d'adhérence diminue avec l'augmentation de la longueur d'ancrage.
- La pente de la courbe τ - δ après le pic de contrainte d'adhérence diminue graduellement avec la longueur du scellement, tandis que le rapport (contrainte résiduelle/ contrainte maximale) augmente. Ce rapport augmente de 60% à 90% pour une augmentation de la longueur de scellement passant de 5D à 20D.

La figure 2.13 nous donne une relation quasi-linéaire entre l'adhérence et la longueur de scellement pour les deux types de joncs carbone. Cette figure montre que les contraintes moyennes d'adhérence diminuent de 50% pour une longueur de scellement de 20D. Cette observation a été confirmée par plusieurs auteurs (Cosenza et al. 1997, Nanni et al. 1995, Tighiouart et al. 1998, Tastani et al. 2006, Al-Zahrani 1995, Achillides et al. 2004, Benmokrane et al. 1996). Cette diminution de l'adhérence peut être expliquée par la distribution non-linéaire des contraintes d'adhérence le long du jonc carbone incorporé dans le béton, et également par l'effet Poisson car l'élongation élastique du jonc le long de

longueur de scellement mène à une réduction du frottement (diminution radiale de pression d'interface avec l'augmentation du chargement).

2.3.2.4 Effet de l'âge du béton :

Afin d'évaluer l'effet de confinement dû au retrait endogène du BFUP sur l'adhérence, nous avons testé trois éprouvettes pour différentes longueurs de scellement (5D, 10D, 15D, et 20D) à 3, 14, 28 jours, et à 3 mois. Les résultats obtenus avec les joncs lisses de 8mm de diamètre et 5D de longueur de scellement sont montrés dans la figure 2.14 et dans le tableau 2.3.

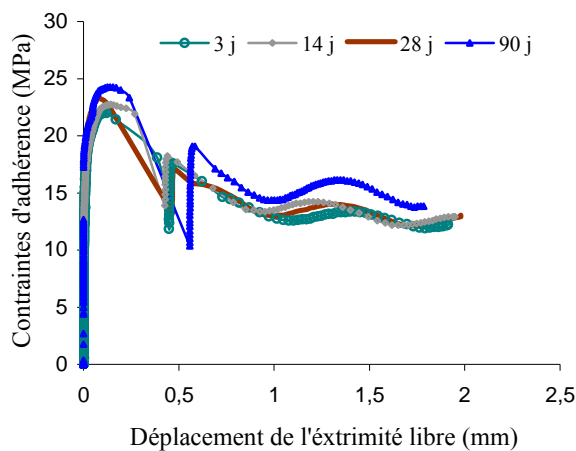


Fig.2.14 Effet de l'âge du béton sur l'adhérence

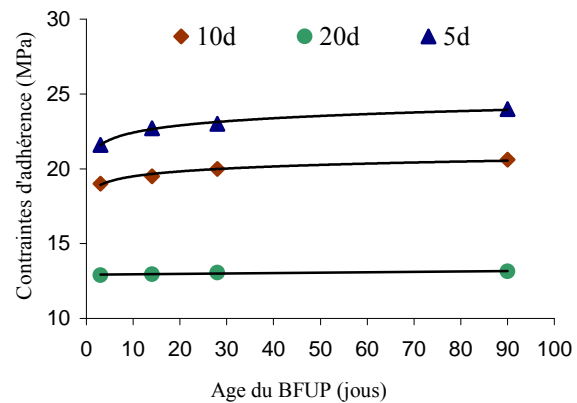


Fig.2.15. Adhérence en fonction de l'âge du béton

Nous pouvons conclure que:

- Les contraintes d'adhérence ont atteint leur valeur maximale à 3 mois parce que le retrait endogène total du BFUP s'est produit en grande partie (80-90%) à cet âge.
- Les contraintes d'adhérence ont une valeur très importante à 3 jours.
- La différence entre les contraintes d'adhérence n'est pas significative (moins de 10%) pour les échantillons testés à 3 jours et à 90 jours. En outre, le rapport des contraintes résiduelles aux contraintes maximales d'adhérence reste presque constant aux différents âges.
- L'effet de l'âge du béton diminue avec l'augmentation de la longueur de scellement (il est négligeable pour une longueur du scellement de 20D comme présenté dans la figure 2.15).

D'autre part, les échantillons de joncs recouverts de sable ont montré le même comportement d'adhérence indépendamment de l'âge du béton. Ceci peut être attribué au retrait endogène important du BFUP au très jeune âge (résultant d'une grande quantité de ciment et de fumée de silice) qui provoque une grande pression de confinement permettant d'obtenir une bonne adhérence avec les joncs carbone. Ceci est d'ailleurs rapporté par un grand nombre de chercheurs (Cosenza et al. 1997, Al-Zahrani 1994, Bakisa et al. 1998, Benmokrane et al. 1996, Gentry et al. 1996, Achillides 1998).

L'effet de gonflement dû à l'absorption d'humidité par la matrice époxyde et à la dilatation thermique radiale provoquée par la chaleur d'hydratation, peut également contribuer aux efforts latéraux additionnels agissant à l'interface PRFC-BFUP et ceci tout particulièrement pendant les trois premiers jours. À cet égard, on peut conclure qu'après ces premiers jours une autre augmentation de pression de confinement ne serait pas nécessairement accompagnée d'une augmentation apparente de l'adhérence. La contrainte finale d'adhérence des joncs carbone (lisses et recouverts de sable) incorporés dans le BFUP, peut donc être prévue au jeune âge (3 jours), parce qu'elle dépend principalement de la résistance au cisaillement interlaminaire entre le noyau et la couche externe du jonc carbone (et donc à la résistance au cisaillement de la résine).

2.3.2.5 Mode de rupture :

Dans les essais de pullout avec les joncs carbone, la ruine des éprouvettes se produit par arrachement des joncs carbone, tandis que la ruine des éprouvettes avec des barres acier résulte de la rupture de ces barres en traction. Après chaque essai, les joncs carbone ont été extraits du cylindre en BFUP. Ce dernier a été alors découpé afin d'effectuer un examen visuel du mode réel de rupture (figure 2.16). Nous avons constaté que la rupture de l'adhérence est provoquée par désolidarisation des couches extérieures du jonc carbone. Ces dernières restent solidaires du cylindre en BFUP le long de la longueur de scellement. Il n'y a aucun dommage apparent sur le béton. On a également constaté que les fibres de carbone situées près de la surface extérieure des joncs recouverts de sable sont cassées. Des observations semblables ont été rapportées par une autre étude (Achillides et al. 2004). Ceci peut être expliqué par la faible résistance au cisaillement de la résine des joncs carbone. Par conséquent la résistance à l'adhérence dépend fortement de la résistance au cisaillement interlaminaire entre le noyau du jonc et les couches externes.



Fig.2.16 Rupture de l'adhérence jonc PRFC-BFUP par délaminage

Afin d'estimer la longueur de développement (la longueur minimale d'ancrage pour laquelle la ruine se produit par rupture du jonc carbone en traction), trois éprouvettes ont été réalisées en considérant des longueurs de scellement de 30d, 40d et 50d (joncs recouverts de sable et joncs lisses de diamètres respectifs 7.5 et 8mm). Les charges développées ont été respectivement de 84%, 95% et 100% de la capacité ultime en traction du jonc lisse et de 90% et 100% de la capacité ultime en traction du jonc recouvert de sable. On peut donc conclure que la longueur de développement est environ de 40d pour les joncs recouverts de sable (7.5 mm) incorporés dans un BFUP alors que cette valeur est comprise entre 45d et 50d pour les joncs lisses (8 mm).

2.3.3 Essais d'arrachement (Pullout) des joncs usinés

Notre étude montre que le recouvrement des joncs carbone par du sable n'apporte pas une amélioration significative de l'adhérence par rapport à celle obtenue avec les joncs lisses. Nous avons donc envisagé d'usiner les joncs lisses de diamètre 12mm. Comme cela a déjà été proposé par (Al-Mahmoud et al. 2007, Al-Zaharani et al. 1999). Les résultats de ces études pour lesquelles des nervures symétriques et verticales ont été réalisées ont montré que l'adhérence entre les PRFC et le béton est directement liée à la géométrie des nervures et à la résistance au cisaillement de la résine. Al-Zaharani et al. (1999) ont également trouvé que la variation de la profondeur des rainures (0.75 à 1.3 mm) réalisées sur des joncs carbone de diamètre 12.7 mm n'a pas une grande influence sur la résistance au cisaillement et le mode de rupture. L'usinage de nervures verticales entraîne une concentration des contraintes de cisaillement à la base des nervures du jonc carbone qui provoquent un cisaillement rapide des premières nervures et une distribution de charge non uniforme. Nous avons alors entrepris d'effectuer des usinages obliques et courbes dans le but d'optimiser la forme des joncs carbone en étudiant plusieurs configurations d'usinage ; 1) usinage symétrique oblique avec différents angles (figure 2.17), 2) usinage symétrique courbe avec différents rayons (figure 2.18), 3) usinage courbe en spirale (figure 2.19). Les usinages obliques ou courbes présentent l'avantage de diminuer la concentration de contrainte de cisaillement dans les crénelures du jonc carbone. Les configurations essayées ont été choisies en considérant la résistance au cisaillement des nervures de BFUP (cas C3-4 et R2) ou celles de PRFC (cas C3-6 et R7) et sur l'effet d'un usinage en spirales (spirale R4 et spirale R7) (voir tableau 2.6).

La figure 2.17 présente le schéma de l'usinage symétrique oblique et le tableau 2.4 donne les dimensions des usinages réalisés. La profondeur de l'usinage a été fixée à 1.2 mm (10% du diamètre du jonc) et la distance entre les plans de symétrie des nervures a été prise égale au diamètre du jonc $D=12\text{mm}$ et cela quelques soient les éprouvettes. La partie de l'extrémité libre du jonc carbone située

à l'arrière de la longueur de scellement a été complètement usinée sur une longueur 5D (figure 2.17) pour ne pas intervenir dans le mécanisme de l'adhérence dès que le glissement commence.

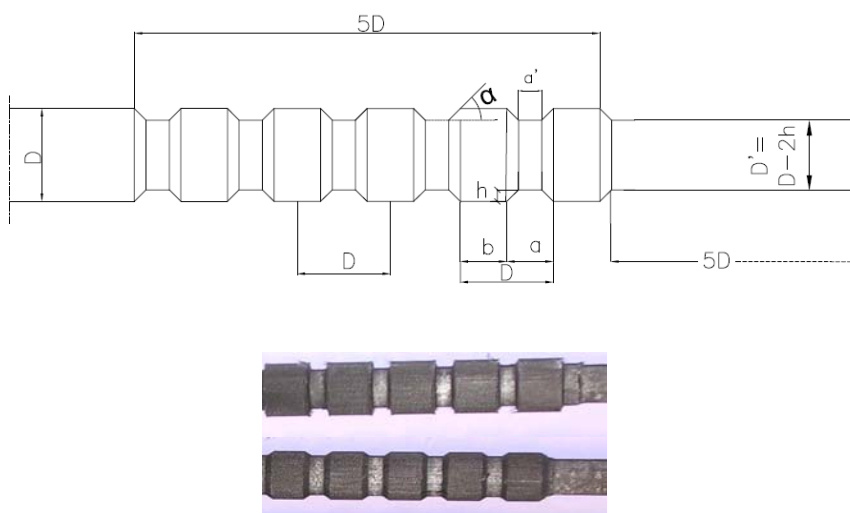


Fig.2.17 Usinage oblique

$$a = a' + 2h / \tan \alpha \quad , \quad b = D - a - 2h / \tan \alpha$$

D	h	à	α	a	b	$C=a/a$
12 mm	1.2 mm	3 mm	75°	4 mm	8 mm	3-4
12 mm	1.2 mm	3 mm	40°	6 mm	6 mm	3-6

Tableau 2.4 Détails de l'usinage oblique

L'usinage symétrique courbe est présenté en figure 2.18 et le tableau 2.5 regroupe les dimensions des configurations d'usinage réalisées. De la même manière, nous avons fixé la profondeur de l'usinage et la distance entre les plans de symétrie des nervures respectivement à 1.2 mm et 12 mm.

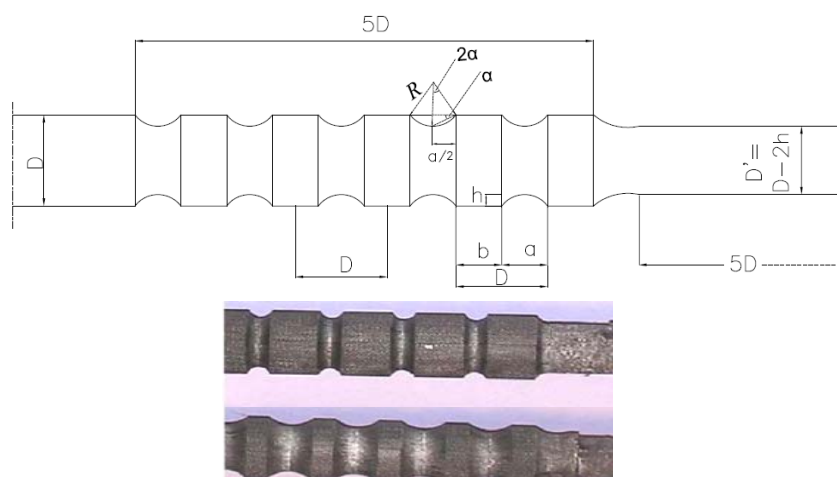


Fig.2.18 Usinage courbe

$$\tan \alpha = 2h / a \quad , \quad R = \frac{h \cdot (1 + \cot^2 \alpha)}{2} \quad , \quad b = D - a$$

D	h	a	α	B	R
12 mm	1.2 mm	4 mm	31 °	8 mm	≈ 2 mm
12 mm	1.2 mm	8 mm	17°	4 mm	≈ 7 mm

Tableau 2.5 Détails de l'usinage courbe

La figure 2.19 illustre le principe de l'usinage courbe en spirale. Deux géométries ont été réalisées :elles ont toutes les deux un angle de 64°, une distance entre les plans de symétrie des nervures égale à 12 mm et diffèrent par leurs rayons d'usinage qui sont de 4 mm et 7mm.

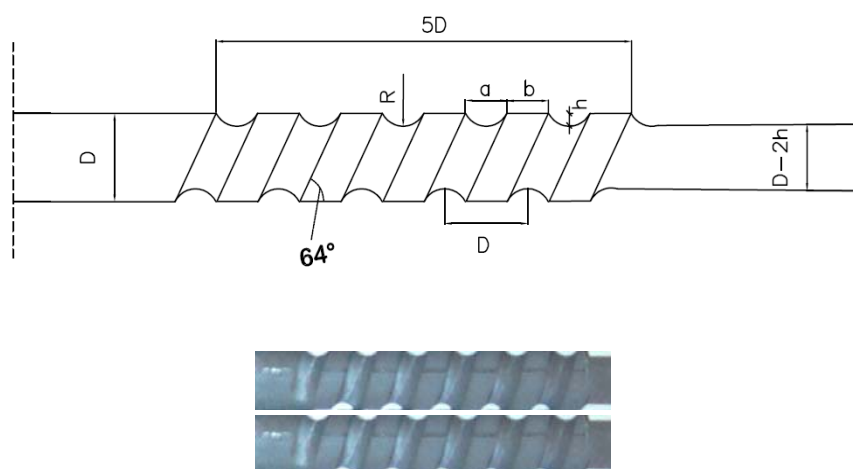


Fig.2.19 Usinage courbe en spirale

Nous avons testé trois éprouvettes par configuration d'usinage soit au total 21 éprouvettes. Toutes les éprouvettes ont une longueur de scellement de 5D, longueur qui met en jeu cinq nervures (dents).

2.3.4 Résultats expérimentaux obtenus pour les joncs usinés

Toutes les configurations d'usinage montrent en général un comportement (τ - δ) semblable caractérisé par une augmentation continue de la contrainte de cisaillement suivie d'une baisse soudaine de l'adhérence provoquée par le cisaillement de l'interface PRFC-BFUP. Le tableau 2.6 récapitule les valeurs maximales des contraintes moyennes d'adhérence et des charges moyennes d'arrachement pour toutes les éprouvettes (le diamètre du jonc carbone est de 12 mm et la longueur de scellement est de 60 mm). Chaque valeur représente la moyenne des résultats obtenus sur les trois éprouvettes de même configuration. Les contraintes d'adhérence sont calculées en considérant un diamètre de 12mm lors de la rupture se produit par cisaillement des nervures du BFUP et égale à 9.6 mm lors de la rupture se produit par cisaillement des nervures du PRFC.

2.3.4.1 Cas d'usinage oblique :

La figure 2.20 représente les courbes de contraintes moyennes de cisaillement (τ) en fonction des déplacements relatifs à l'extrémité libre (δ) pour tous les spécimens. Les deux configurations qui diffèrent au niveau de l'angle (α) permettent d'atteindre des contraintes moyennes d'adhérence supérieures à celles obtenues pour les joncs lisses. Cependant, la valeur maximale d'adhérence, la résistance résiduelle et le mode de ruine diffèrent d'un angle à l'autre. Le tableau 2.6 montre que l'éprouvette C3-6 a atteint une résistance d'adhérence égale à 32.5 MPa et que sa rupture s'est produite par cisaillement des dents du jonc. L'éprouvette C3-4 a une résistance ultime égale à 24 MPa et la ruine s'est produite par cisaillement des dents en BFUP.

Eprouvettes		Charge d'arrachement (KN)	Contraintes moyennes d'adhérence max τ (MPa)	Déplacements associés δ (mm)	Mode de rupture
Joncs PRFC lisses		39.5	17.5	0.1	Délaminage
Usinage oblique	C=3-4	54.3	24	0.085	Cisaillement du BFUP
	C=3-6	58.8	32.5	0.084	Cisaillement du PRFC
Usinage courbe	R=2	60.2	27.4	0.09	Cisaillement du BFUP
	R=7	63.7	35.2	0.091	Cisaillement du PRFC
Usinage courbe en spirale	Spirale R4	76.2	42.1	0.11	Cisaillement du BFUP/ PRFC
	Spirale R7	59.1	32.6	0.1	Cisaillement du PRFC

Tableau 2.6. Présentation des résultats expérimentaux des joncs usinés (12 mm)

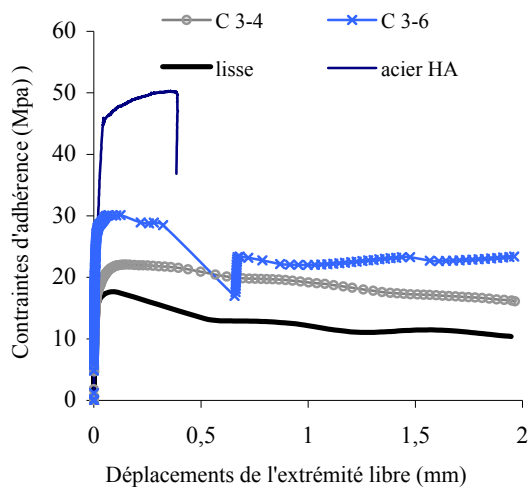


Fig.2.20 Différentes angles de l'usinage oblique

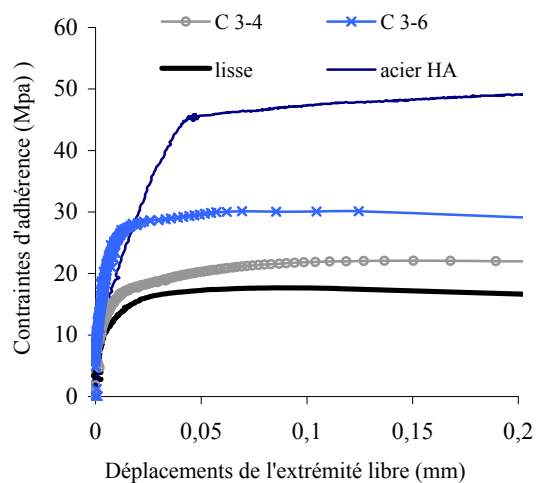


Fig.2.21 Zoom de la figure 2.20

Nous observons que l'adhérence augmente quand l'angle des dents en carbone diminue, c'est-à-dire quand la composante de cisaillement direct dans la résine devient moins importante (cas C3-6). Il existe cependant une valeur limite en-deçà de laquelle on se retrouve dans la configuration du jonc lisse. On trouve dans la littérature que cette valeur est de l'ordre de 40° .

Nous observons de plus que le déplacement de l'extrémité libre reste nul sous une valeur seuil de la contrainte de cisaillement qui est comprise entre 5 et 7MPa. Au-delà de cette valeur, le déplacement traduit un glissement du jonc dans sa gaine BFUP qui peut être en partie expliqué par la rupture de l'adhésion chimique entre le jonc carbone et le BFUP. Avec l'augmentation du chargement, la rupture par le cisaillement des dents du jonc carbone provoque une forte chute instantanée de l'adhérence (C3-6), ce qui n'est pas observé dans le cas du cisaillement des dents en BFUP (C3-4) où la rupture d'adhérence est moins brutale. Ceci peut être dû au comportement ductile du BFUP. La valeur du glissement à la rupture est quasi-identique pour toutes les éprouvettes PRFC (de l'ordre de 0.09mm), tandis que cette valeur est égale à 0.048 mm pour la barre acier (figure 2.21).

La valeur résiduelle de l'adhérence après le pic représente 80% de la valeur maximale de l'adhérence pour les éprouvettes C3-4 alors que cette valeur est de 65% pour les éprouvettes C3-6 dont la rupture s'est produite par cisaillement des dents composite.

2.3.4.2 Cas de l'usinage courbe :

Nous pouvons formuler les mêmes observations sur l'usinage courbe que celles énoncées sur l'usinage oblique. Toutes les éprouvettes ont montré une augmentation du niveau d'adhérence par rapport aux

joncs lisses. La figure 2.22 représente les courbes τ - δ obtenues pour une éprouvette de chaque configuration. Les deux configurations R2 et R7 représentant deux tailles de rayon (R) ont permis d'améliorer l'adhérence. Le tableau 2.6 montre que les éprouvettes R7 ont atteint une résistance moyenne d'adhérence (35 MPa) deux fois plus élevée que celle atteinte avec les joncs lisses. Les éprouvettes R2 ont donné une résistance ultime de l'ordre de 27 MPa et la ruine s'est produite par cisaillement des dents en BFUP en montrant une certaine ductilité. Pour les éprouvettes R7, la ruine s'est produite par cisaillement des dents du jonc carbone car la résistance en cisaillement critique des dents en béton n'est plus atteinte.

Enfin, les éprouvettes dont la rupture s'est produite par cisaillement des dents du jonc carbone ont des contraintes d'adhérence résiduelles de 65% de la résistance ultime. Cette valeur s'élève à 80% pour les éprouvettes rompues par cisaillement du BFUP.

Nous avons constaté que les mécanismes substantiels d'adhérence à l'interface PRFC-BFUP pour les joncs lisses sont l'adhésion chimique et le frottement. En revanche, dans le cas des joncs usinés, l'action mécanique des dents du jonc carbone sur le BFUP constitue une autre composante du mécanisme de l'adhérence (Bakisa et al. 1998, Wang et al. 1999, Benmokrane et al. 2002, Malvar 1995, Rossetti et al. 1995, Tighiouart et al. 1998, Achillides et al. 2004, Cosenza et al. 1997, 2002, Al-Zahrani et al. 1999, Al-Mahmoud et al. 2007). On peut remarquer que cette action est le mécanisme principal qui domine l'adhérence jusqu'à la rupture et donne l'origine du « gain de l'adhérence ».

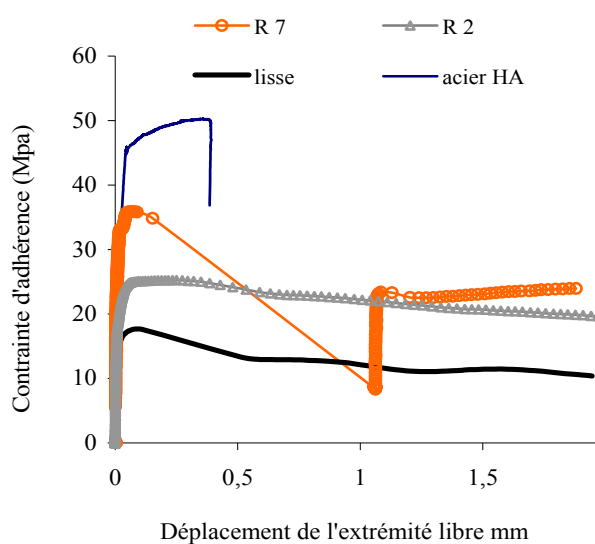


Fig.2.22 Courbe τ - δ des joncs à usinage courbe

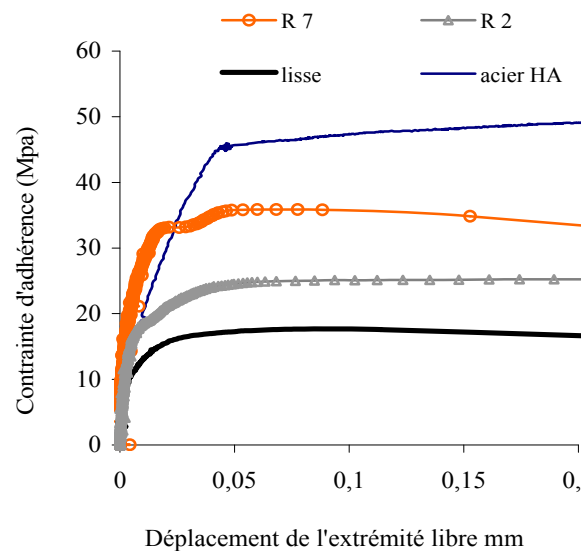


Fig.2.23 Zoom de la figure 2.22

Lorsque les dents du jonc carbone ou les dents en BFUP sont cisailées, le frottement devient le mécanisme dominant de l'adhérence (où les débris résultant de l'écrasement du PRFC ou du béton à

l'interface s'opposent à l'arrachement du jonc) en donnant une adhérence résiduelle. En outre, la résistance au cisaillement des dents du jonc carbone est directement liée aux propriétés de la résine.

L'optimisation de forme des joncs carbone usinés (usinage oblique ou courbe) est liée aux dimensions de chaque type d'usinage. Une largeur de nervure de 3 mm inclinée d'un angle de 40° est suffisante pour avoir une adhérence deux fois plus grande que celle des joncs lisses dans le cas de l'usinage oblique (C3-6). Un rayon d'usinage de 7 mm est aussi suffisant pour avoir la même valeur d'adhérence avec une force d'arrachement plus importante dans l'usinage courbe (R7). Une meilleure adhérence peut être obtenue si la rupture se produit simultanément par le cisaillement des dents du béton et du composite. Les dimensions optimales peuvent être calculées à partir des résultats expérimentaux. Supposons qu'un échantillon ayant une longueur de scellement de 5D (contenant 5 dents), la force de cisaillement des dents en BFUP (résistance au cisaillement du BFUP $\tau_b \times$ largeur de la nervure a) et la force de cisaillement des dents en PRFC (résistance au cisaillement du PRFC $\tau_c \times$ largeur b) doivent être égales suivant l'équation 2.2. Nous avons trouvé lors de nos essais une résistance au cisaillement du BFUP égale à 37 MPa et une résistance au cisaillement du PRFC égale à 65 MPa.

$$\tau_b . a = \tau_c . b \rightarrow a = \frac{D . \tau_c}{\tau_c + \tau_b} , \text{ avec } b = D - a \quad (\text{éq.2.2})$$

En prenant les valeurs déterminées expérimentalement pour τ_b et τ_c nous obtenons $a=7.6$ mm et $b=4.4$ mm. Ces deux valeurs sont proches des valeurs retenues pour les échantillons R7 (où $a=8$ mm) et les échantillons C3/6 pour lesquels l'angle d'usinage (40°) est voisin de l'angle obtenu en prenant $b=4.4$ mm soit $\alpha = 34^\circ$. Des simulations numériques à l'aide du logiciel commercial de calcul ABAQUS ont été également réalisées dans le but de trouver la forme optimale de l'usinage. Plusieurs rayons d'usinage et différentes combinaisons largeurs de nervures/angles ont été étudiés. Les figures 2.24, 2.25 et 2.26 présentent les résultats de ces simulations. La configuration permettant d'obtenir le meilleur résultat correspond à un usinage courbe de rayon 7 mm (force d'arrachement de 65.5 KN). Pour l'usinage oblique une largeur de l'usinage de 3mm avec un angle de 40° donne le résultat optimal (force d'arrachement de 62.2 KN).

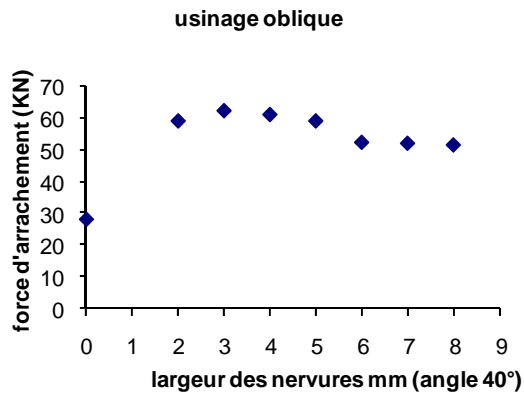


Fig.2.24 Effet de la largeur des nervures

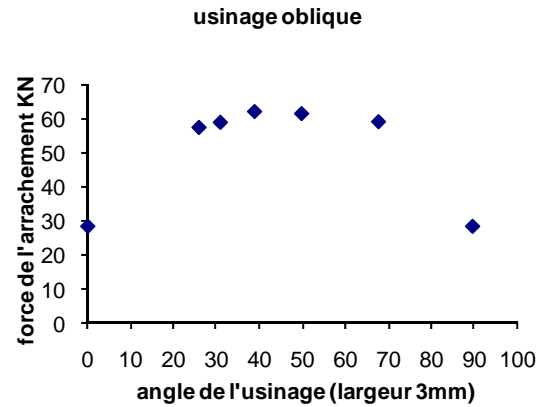


Fig.2.25 Effet de l'angle d'usinage

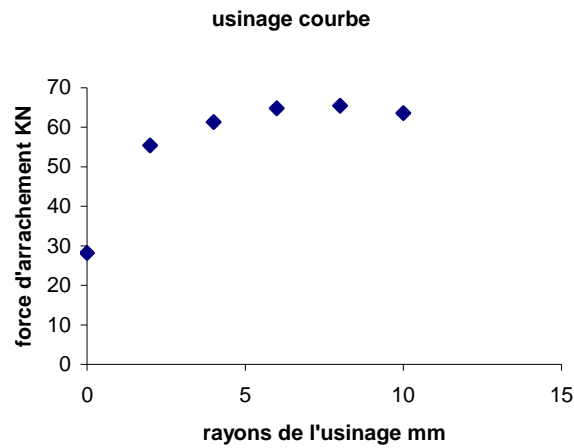


Fig.2.26 Effet du rayon de l'usinage sur l'adhérence

2.3.4.3 Cas d'usinage courbe en spirale :

Comme nous l'avons observé, pour tous les joncs usinés jusqu'ici, les éprouvettes présentant un usinage courbe en spirale ont une meilleure adhérence que les joncs lisses (figures 2.27 et 2.28). La rupture d'adhérence des éprouvettes de type spirale R7 se produit par cisaillement des dents du jonc carbone alors qu'une des trois éprouvettes de type spirale R4 se rompt par cisaillement des dents en BFUP.

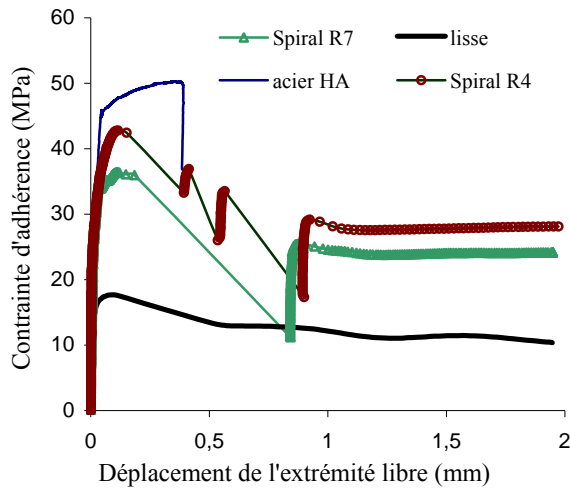


Fig.2.27 Courbe τ - δ pour les joncs à usinage courbe en spirale

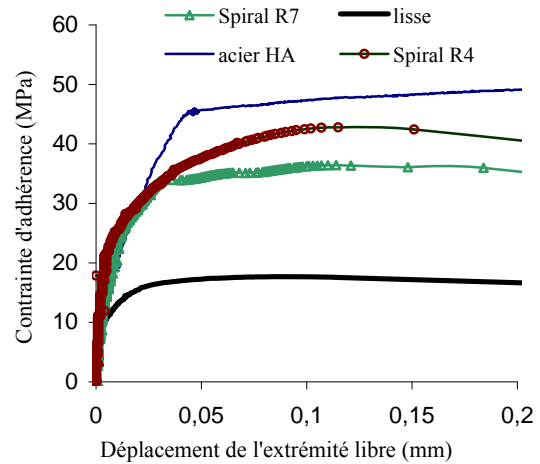


Fig.2.28 Zoom de la figure 2.27

Comme on peut le constater dans le tableau 2.6, l'usinage courbe en spirale R4 a donné le meilleur résultat parmi tous les types d'usinage (force d'arrachement de 76 kN). Ceci peut être dû à l'effet du spirale qui permet aux nervures du PRFC de travailler au cisaillement comme une seule nervure au contraire de l'usinage symétrique où le cisaillement des nervures du PRFC se fait de manière graduelle (progressive).

La figure 2.29 montre les différents modes de rupture obtenus lors de nos essais à savoir un délaminage des joncs lisses et le cisaillement des nervures en PRFC et en BFUP.



Fig.2.29 Différents modes de rupture

2.3.5 Essai d'adhérence par flexion (Beam test)

Le corps d'épreuve pour l'essai d'adhérence par flexion est une poutre, constituée de deux blocs en béton reliés dans leur partie inférieure par le jonc carbone dont on étudie l'adhérence et reliés dans leur partie supérieure par une rotule en acier. Cette poutre est sollicitée en flexion simple 4 points (figure 2.30). Le fait de soumettre la poutre à une charge verticale provoque une mise en traction du jonc. De plus, pendant le chargement, le point de la résultante des forces internes est connu. Si la force de compression dans la poutre à mi-portée est située au centre de la rotule alors le bras de levier du moment interne est constant pour n'importe quel niveau de charge donné. Ceci permet un calcul précis de la contrainte de traction dans le jonc. Selon la norme RILEM (doc.7-11-28D 1970), les dimensions des poutres d'essai varient avec le diamètre des joncs étudiés. Dans notre cas, les éprouvettes sont de type A car le diamètre du jonc est inférieur à 16 mm. La figure 2.30 donne les dimensions ainsi que la distance entre les points d'application des charges et l'espacement entre appuis. La longueur d'adhérence imposée pour l'essai est égale à 10 fois le diamètre nominal du jonc carbone ($D=12\text{ mm}$); cette longueur est localisée dans la zone centrale des deux blocs de béton. En dehors de ces deux zones, le jonc est recouvert de manchons lisses en plastique destinés à supprimer toute adhérence entre le jonc et le béton.

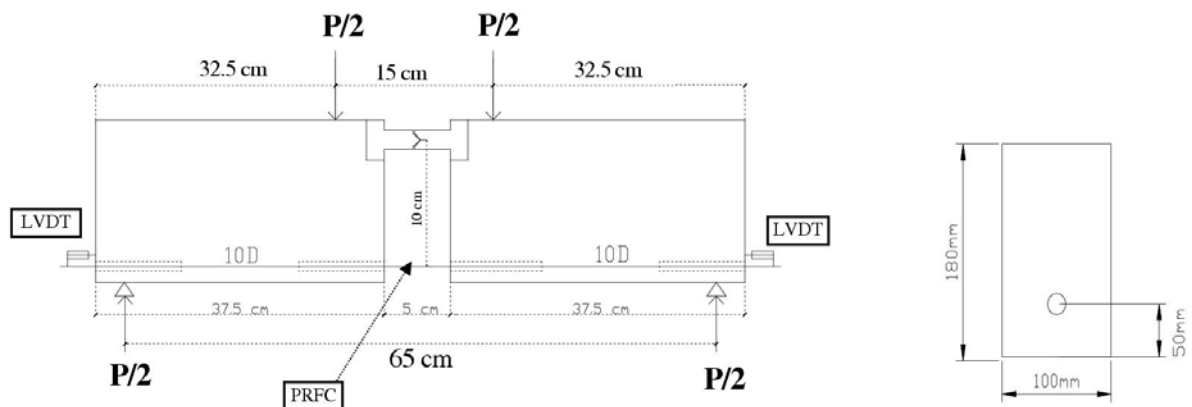


Fig.2.30. Schéma de l'essai d'adhérence par flexion (beam test) [RILEM 1970]

Les éprouvettes sont coulées à plat dans des moules en bois dont la hauteur est égale à l'épaisseur des poutres (figure 2.31). Le BFUP étant un béton auto-plaçant, il n'est pas nécessaire de vibrer les moules. Les poutres sont enfin recouvertes d'une feuille de plastique destinée à empêcher l'évaporation de l'eau. Une jauge de déformation est placée sur le jonc dans la zone médiane de la poutre pour déterminer la contrainte de traction dans le jonc au cours de l'essai et donc la force de traction à laquelle le jonc est soumis. Les poutres sont également instrumentées avec deux capteurs LVDT pour mesurer les déplacements aux extrémités libres du jonc. Un système d'acquisition de données est employé pour enregistrer des chargements, ainsi que le déplacement et les déformations

dans le jonc. La poutre d'essai, reposant sur deux appuis à rouleaux, est sollicitée par deux charges d'intensité égale et symétriques par rapport à l'axe médian de la poutre à l'aide d'une presse électromécanique de traction compression MTS de capacité 100kN (figure 2.32). Le chargement est maintenu jusqu'à la rupture totale de l'adhérence dans chacune des deux demi-poutres.



Fig.2.31 Préparation des échantillons « beam test »

La vitesse de chargement est de 1mm/min. La rupture totale de l'adhérence du jonc ne se produit généralement pas simultanément dans les deux demi-poutres. Aussi, lorsque le premier glissement se produit dans une des deux demi-poutres, nous bloquons alors en déplacement l'extrémité du jonc carbone concerné avec une pince de serrage après que le déplacement de celui-ci ait atteint la valeur de 3mm. L'essai peut alors être poursuivi jusqu'à la rupture totale de l'adhérence dans la seconde demi-poutre. Deux types de joncs carbone (12 mm) ont été utilisés ; joncs lisses et joncs usinés de type courbe en spirale R4. Trois poutres ont été fabriquées pour chaque configuration.



Fig.2.32 Mise en place de l'essai de beam test

2.3.5.1 Résultats des essais de flexion et comparaison avec les essais d'arrachement

Nous n'avons pas au cours de nos essais réussi à bloquer systématiquement le déplacement de l'extrémité du jonc situé au niveau de la poutre où s'est produit le premier glissement. Le jonc carbone s'est en effet cisailé au niveau de la zone de serrage. C'est pourquoi dans plusieurs échantillons, la rupture ne s'est produite que dans un côté de la poutre. Comme nous l'avons mentionné précédemment, les essais de flexion ont montré un comportement semblable à ceux obtenus pour les essais de type pullout. Pendant les essais, un glissement soudain et brutal des joncs dû à la rupture des nervures sur la surface des joncs carbone a été observé. La comparaison entre les courbes obtenues pour les essais sur poutres et les courbes obtenues pour les essais de pullout pour une longueur d'ancrage de 10D (figures 2.33 et 2.34) exhibe une petite différence pour les contraintes moyennes d'adhérence atteintes qui sont supérieures de l'ordre de 10 % pour les joncs lisses et de 20% pour les joncs usinés dans le cadre des essais de type pullout par rapport aux essais sur poutres.

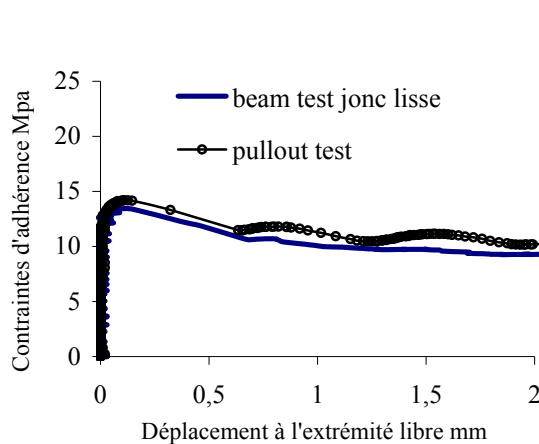


Fig.2.33 Comparaison entre les essais pullout et beam test pour les joncs lisses (12 mm)

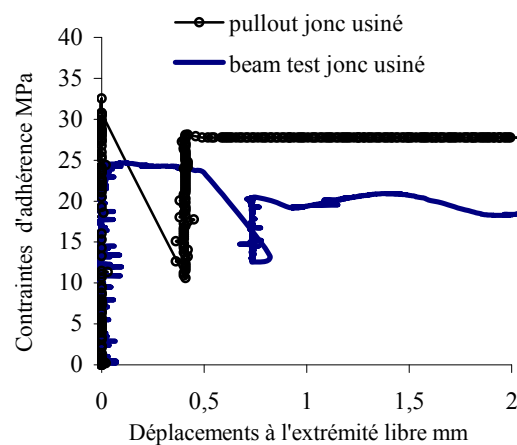


Fig.2.34 Comparaison entre les essais pullout et beam test pour les joncs usinés (12 mm)

Cette différence peut être expliquée par le fait que le béton entourant le jonc dans les essais de pullout, se trouve en compression en réduisant la fissuration et augmentant l'adhérence alors que dans le beam test, le béton entourant le jonc se trouve en traction. Le béton peut alors se fissurer pour des niveaux de chargement beaucoup plus faibles réduisant donc le niveau d'adhérence. Cependant, les essais de flexion sont plus réalistes car ils simulent le vrai comportement des éléments lorsque ceux-ci sont soumis à la flexion.

2.4 Conclusion

L'adhérence entre les joncs carbone et le béton est la clé du comportement composite des poutres en béton armé ou précontrainte. Cependant, l'anisotropie des matériaux de type PRFC modifie le mécanisme de l'adhérence. Nous avons donc mené une campagne d'essais expérimentaux afin d'étudier la liaison des joncs carbone PRFC et le BFUP. Trois types de surface: lisse, recouverte de sable et usinée ont été étudiés. Plusieurs conclusions peuvent être tirées de cette étude :

- La présence du tissu d'arrachage sur la surface des joncs carbone permet d'augmenter la rugosité du jonc. Cette rugosité combinée avec le BFUP qui possède une grande quantité de ciment donne une adhérence comparable à celle des joncs recouverts de sable.
- Les contraintes moyennes d'adhérence diminuent avec l'augmentation du diamètre des joncs carbone et de la longueur de scellement.
- L'usinage améliore l'adhérence des joncs lisses avec le BFUP et en particulier l'usinage courbe en spirale de rayon de 4mm. Cette augmentation de l'adhérence résulte de la contribution de trois mécanismes ; l'action mécanique des nervures du jonc carbone, l'adhésion chimique et le frottement.
- La différence entre les résultats obtenus lors des essais d'arrachement et des essais de flexion peut être expliquée par le fait que le béton entourant le jonc dans les essais pullout est en compression alors que dans les essais de flexion il est en traction. L'état de compression réduit le risque de fissuration et augmente l'adhérence.
- La résistance de l'adhérence des joncs lisses est directement liée à la résistance interlaminaire du jonc carbone et donc de la résistance en cisaillement de la matrice (résine époxyde).

3 Chapitre 3 : Mise en précontrainte des poutres en BFUP par PRFC

Comme nous l'avons mentionné dans le chapitre I, les PRFC possèdent un module d'Young plus faible que celui de l'acier et il semble donc pertinent de les utiliser pour des applications de précontrainte. En effet, la mise en tension des renforts en PRFC peut permettre de réduire leur capacité de déformation et par conséquent de réduire la flèche et l'ouverture de fissure et ainsi mieux exploiter leur résistance en traction élevée. Ce qui permet également d'utiliser la résistance du renfort en PRFC au maximum et rend les applications des PRFC plus économiques et raisonnables. Mais, la mise en tension des renforts en PRFC n'est pas aisée car le système d'ancrage utilisé pour les torons en acier (clavettes) ne convient pas aux renforts en PRFC en raison de leur faible résistance transversale. L'utilisation de systèmes d'ancrage classiques provoque une défaillance prématurée par écrasement du renfort en PRFC dans la zone d'ancrage. Nous présentons dans ce chapitre une étude expérimentale qui nous a permis de développer un système d'ancrage par adhérence. Ce système d'ancrage a montré une efficacité suffisante et nous l'avons utilisé pour mettre en précontrainte des poutres en BFUP. Des poutres précontraintes par des joncs carbone ont été fabriquées afin d'étudier leur comportement en flexion. Avant de tester ces poutres en flexion nous avons mesuré la longueur de transfert de la précontrainte après le relâchement de la force de précontrainte. Nous présentons ces résultats à la fin de ce chapitre.

3.1 Mise en tension des joncs carbone

3.1.1 Développement d'un système d'ancrage par adhérence

Le système d'ancrage par adhérence se compose d'un tube (manchon) en acier à l'intérieur duquel des joncs simples ou multiples sont noyés et collés par remplissage d'un coulis. La performance d'un système d'ancrage par adhérence dépend principalement de la géométrie et de la longueur d'ancrage du jonc carbone, des propriétés du coulis, et des dimensions du tube en acier (Faoro 1992, Erki et al. 1993, Rostasy et al. 1993, Mochida et al. 1996, Nanni et al. 1996, Zellers et al. 1996, Benmokrane et al. 1997). Ce type d'ancrage peut être réalisé d'une manière simple par collage du jonc dans un manchon profilé avec un coulis, sans avoir besoin de hautes exigences techniques du fabricant. De plus, ce système est économique, peut être utilisé pour tous les types d'armatures en PRF (fibres de carbone, de verre et d'aramide) et permet de supprimer toute possibilité de concentration indésirable de force et de pression latérales dans la zone d'ancrage que l'on retrouve dans le système de clavette. Ce type d'ancrage peut être utilisé dans les deux types de précontrainte (prétension et post-tension). Toutefois, pour la post-tension ce type d'ancrage présente un désavantage. L'ancrage doit être en effet fourni comme une unité pré-assemblée avec le jonc qui doit avoir dans ce cas une longueur prédéfinie.

Cette solution peut être problématique si des modifications de conception tardives sont faites car l'unité entière (jonc-ancrage) doit être remplacée. Ce système d'ancrage pose également des difficultés si le système d'ancrage doit être changé au cours de la vie de la structure (Erki et al. 1993).

Le manchon d'ancrage est généralement un tube en acier inoxydable lors de l'utilisation pour la post-tension. Ce manchon empêche le gonflement et le fractionnement du mortier de remplissage (coulis) et travaille également comme un dispositif de fixation du toron (jonc) à la structure dans le cas de la post-tension.

L'épaisseur du manchon dépend principalement de la résistance en compression du manchon et de la force de précontrainte appliquée au jonc. Le diamètre intérieur du tube dépend de la résistance au cisaillement du coulis, de la force de liaison entre le coulis et le manchon, et du diamètre du jonc carbone. Des études antérieures ont montré que la diminution de l'épaisseur du coulis tend à freiner le jonc ce qui augmente la raideur radiale de l'ancrage et conduit à l'amélioration de l'efficacité d'ancrage (Hyett et al. 1992, McKay et al. 1993, Benmokrane 1994). Cependant, une épaisseur minimale du coulis est requise pour assurer la pénétration effective de coulis dans le manchon afin d'avoir une bonne adhérence (BSI 1989, DIN 4125 1990).

Le coulis de remplissage peut être une résine ou un mortier de ciment. Les propriétés des coulis sont très importantes pour la réussite d'un ancrage par adhérence. Une résine avec un faible module d'élasticité peut limiter la contrainte d'adhérence maximale lors du transfert de charge, tandis que celle présentant un haut module d'élasticité permettra à long terme de mieux contrôler le fluage. La résine ou le mortier de résine possèdent une résistance élevée, une excellente résistance chimique, un durcissement rapide et un faible retrait. Toutefois, la résine flue avec le temps et peut se détériorer, en particulier dans un environnement humide. La détérioration de la résine peut entraîner une rupture d'adhérence entre la résine et le jonc et la perte de résistance à des températures élevées.

Les coulis de ciment sont préférables parce qu'ils sont moins chers, sont facilement disponibles et sont préparés. Les caractéristiques idéales du coulis pour cette application comprennent : (1) une fluidité suffisante pour faciliter le remplissage sur une période de temps suffisante, (2) une cohérence acceptable pour minimiser le risque de ressuage, de ségrégation et de vides, (3) une résistance suffisante pour assurer le transfert des efforts du jonc à l'élément de structure, et (4) une bonne résistance aux effets du gel dégel (Lankard et al. 1993).

L'ajout d'agents de gonflement au coulis de ciment peut augmenter l'adhérence (par frottement) avec le jonc car il augmente la pression à l'intérieur du tube et par conséquent l'efficacité du système est améliorée (Zhang et al. 2002). L'introduction de sable dans le coulis de ciment peut réduire la porosité et le retrait du coulis et améliorer la résistance du mortier et l'adhérence par frottement, ce qui améliore les caractéristiques d'ancrage jusqu'à un certain point. La teneur en sable appropriée est de 0.5 à 1.5 de ciment en poids (Mochida et al. 1992).

Le transfert des efforts à l'interface entre le mortier et les joncs en PRF est d'une importance fondamentale. La répartition interne des efforts et la capacité de l'ancrage sont directement liées aux caractéristiques des interfaces. Le mécanisme de transfert des efforts entre les joncs PRF et le mortier a été étudié par de nombreux auteurs pour plusieurs types de joncs. (Lutz et al. 1967, Tepfers et al. 1979, Katz 1999).

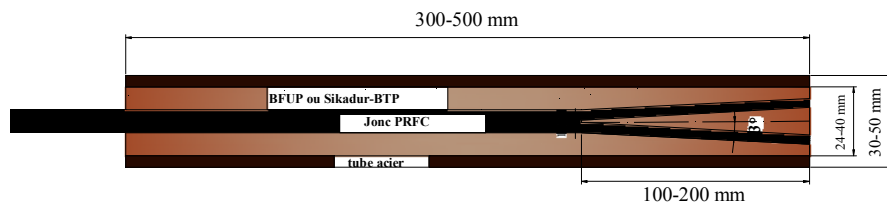
La raideur radiale d'un système d'ancrage par adhérence dépend du module d'élasticité du coulis et des dimensions transversales du tube. Quand la raideur radiale est faible, le déplacement latéral de l'anneau de coulis est important à cause de la dilatation de cisaillement et, le mécanisme de défaillance qui se produit dans la plupart des cas est le fractionnement du coulis. Une grande raideur radiale provoque l'augmentation des contraintes de compression radiale sur le jonc et le coulis ce qui améliore l'adhérence (Benmokrane 1994, Benmokrane et al. 2000). Dans ce cas, la défaillance de l'ancrage est plus susceptible de se produire par cisaillement soit dans le coulis ou dans les couches externe du jonc PRF ou les deux simultanément, en fonction de leurs résistances au cisaillement. Le dernier mode de défaillance est plus commun car le tube acier (manchon) offre une grande rigidité radiale.

3.1.2 Étude expérimentale

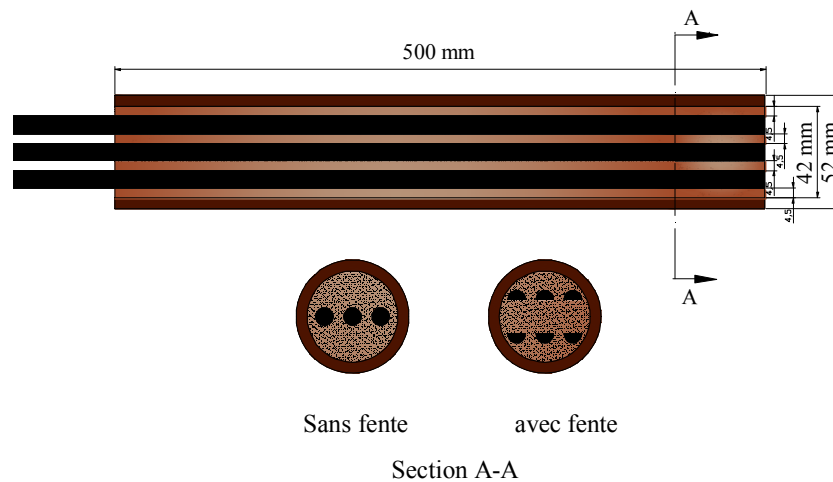
L'étude expérimentale consiste en des essais d'arrachement des joncs carbone ancrés à leurs deux extrémités à l'aide de systèmes d'ancrage par adhérence. Ce système d'ancrage peut contenir un ou plusieurs joncs carbone. Les variables d'essai sont la longueur d'ancrage (longueur du tube acier), dimensions latérales du tube (diamètre intérieur et épaisseur). Les joncs carbone utilisés sont des joncs lisses (8 et 12 mm de diamètre) et des joncs usinés en spiral étudiés au chapitre 2 ($E=180$ GPa, $\sigma_{\text{rupture}} = 2500$ MPa). Afin d'améliorer la capacité d'ancrage des joncs lisses, des fentes longitudinales (longueur de 10 à 20 cm) ont été effectuées aux deux extrémités du jonc carbone et les lèvres de la fente sont écartées à l'aide d'un petit séparateur placé dans la fente (figure 3.1). On peut ainsi obtenir un coin avec différents angles en constituant un mécanisme supplémentaire d'ancrage (blocage) dans la zone ancrage. L'ouverture de cette fente est limitée par des contraintes géométriques dans le cas des ancrages multi-joncs. Elle ne doit pas « gêner » l'introduction des joncs dans le tube d'ancrage et enfin cette ouverture doit permettre un enrobage suffisant du coulis. En considérant les diamètres des tubes utilisés dans notre étude une seule valeur d'angle de 3° a été envisagée.



Fig.3.1 Fente longitudinale aux bouts du jonc carbone



a) Ancrage mono jonc avec fente



b) Ancrage multi jonc sans et avec fente

Fig. 3.2 Système d'ancrage par adhérence mono et multi-joncs carbone avec ou sans fente

Vingt sept ancrages mono-jonc pour lesquels nous avons fixé trois longueurs de tube acier (300, 400 et 500 mm) ont été testés en traction monotone pour déterminer la longueur critique d'ancrage (la longueur de liaison minimale au-delà duquel l'ancrage a une capacité d'ancrage égale à la charge ultime du jonc). Huit ancrages multi-joncs de 2 et 3 joncs avec une longueur d'ancrage de 400 et 500 mm ont également été testés (voir tableau 3.2 et figure 3.2). Le choix de la longueur du tube acier est basé sur les résultats des essais de pullout rapportés dans le chapitre 2. Ces résultats ont montré qu'une longueur de scellement de 45 à 50 fois le diamètre du jonc carbone lisse de diamètre 8mm est suffisante pour développer toute la résistance en traction.

Deux types de coulis ont été utilisés dans cette étude ; un coulis à base de ciment qui est dans notre cas le BFUP Ductal (voir tableau 3.1) sans fibre et une résine époxyde Sikadur BTP (module d'élasticité 6.5 GPa, coefficient de Poisson 0.45). Cette dernière est constituée de deux composantes, une pâte de résine avec du sable et un durcisseur liquide. Les deux types de coulis ont des consistances

pratiquement identiques lors du remplissage. Le comportement du coulis Sikadur-BTP a été étudié en traction et en compression. La figure 3.3 montre le comportement à 7 jours de ce coulis.

Caractéristiques indicatives de DUCTAL selon AFGC 2002	
Résistance caractéristique à la compression à 28 j	200 MPa (après TT)
Résistance caractéristique à la traction directe à 28 j	9 MPa (avec entaille)
Traction par flexion sur prisme	42 MPa
σ_{bt} (w = 0,3 mm) moyenne	12 MPa
Module d'élasticité E	58 GPa
Module de cisaillement G	24 GPa
Coefficient de Poisson	0,2
Coefficient de dilatation thermique	11,8mm / m/°C
Retrait total	550 mm / m
Fluage propre et de dessiccation	Kfl=0,3 après TT, Kfl = 1,0 sans TT
Porosité	Porosité 1,9 %
Flow Test	550 mm

Tableau 3.1 Caractéristiques mécaniques et physiques du béton DUCTAL

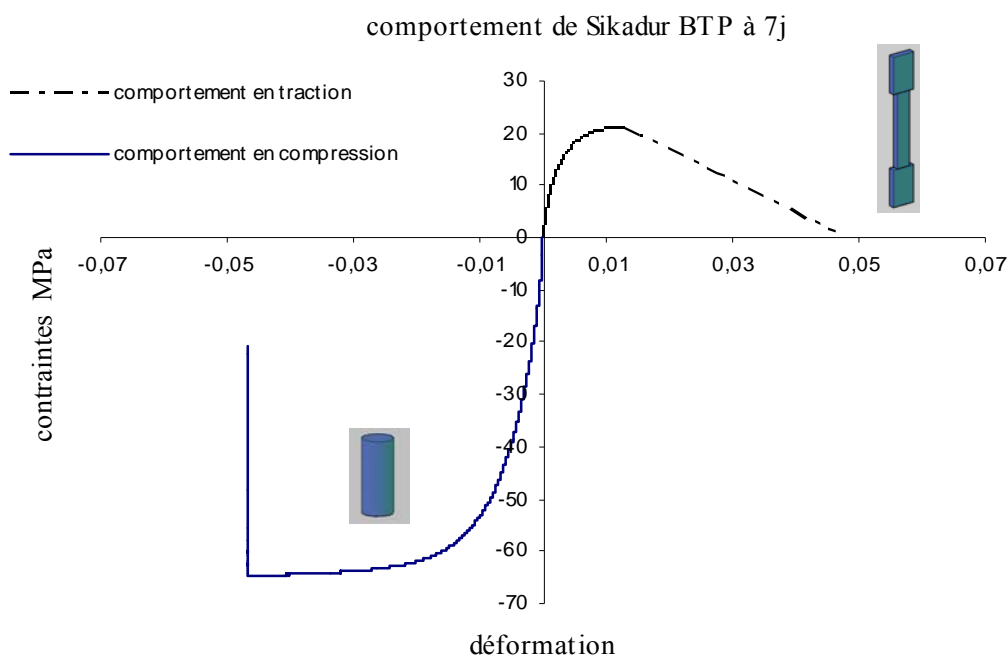


Fig.3.3 Comportement du coulis en résine (Sikadur-BTP)

Manchon d'ancrage

Trois géométries de tubes cylindriques en acier ont été utilisées comme manchon d'ancrage: 24 mm de diamètre intérieur et 3 mm d'épaisseur pour les échantillons mono-jonc de diamètre 8mm, 36 mm de diamètre intérieur et 5 mm d'épaisseur pour les échantillons mono jonc de 12mm et 42 mm de

diamètre intérieur et 5 mm d'épaisseur pour les échantillons multi-joncs de 8mm comme indiqué dans le tableau 3.2 et la figure 3.2.

Nombre d'essais	Echantillon	Diamètre du jonc carbone	Nombre de jonc (mm)	fente	coulis	Tube en acier d×t×l (mm)
Système mono jonc carbone						
2	L30d8BS	8	1	non	BFUP	24×3×300
2	L30d8RS	8	1	non	Résine	24×3×300
2	L40d8BS	8	1	non	BFUP	24×3×400
2	L40d8RS	8	1	non	Résine	24×3×400
2	L30d8BF	8	1	oui	BFUP	24×3×300
2	L40d8BF	8	1	oui	BFUP	24×3×400
2	L50d8RS	8	1	non	Résine	24×3×500
2	L50d8BS	8	1	non	BFUP	24×3×500
2	L50d12BS	12	1	non	BFUP	36×5×500
3	L50d12BF	12	1	oui	BFUP	36×5×500
2	L30d12URF	12 usiné	1	oui	Résine	36×5×300
2	L30d12UBF	12 usiné	1	oui	BFUP	36×5×300
2	L40d12UBF	12 usiné	1	oui	BFUP	36×5×400
Système Multi jonc carbone						
2	2L40d8BS	8	2	non	BFUP	42×5×400
2	2L40d8BF	8	2	oui	BFUP	42×5×400
2	2L50d8BS	8	2	oui	BFUP	42×5×500
2	3L50d8BS	8	3	non	BFUP	42×5×500

Tableau 3.2 Détail des systèmes d'ancrage mono et multi-joncs carbone

3.1.2.1 Préparation des spécimens d'ancrage

Un spécimen d'essai se compose de deux systèmes d'ancrage installés à chaque extrémité du jonc. Le système d'ancrage mono-jonc se compose d'un jonc carbone inséré dans un tube en acier et collé avec un coulis de résine ou de Ductal. La longueur totale du spécimen est de 2.2m. Pour le système d'ancrage multi-joncs, les joncs carbone sont installés dans le tube acier en assurant le centrage des joncs dans le tube afin de faciliter l'injection du coulis de remplissage et d'avoir un enrobage suffisant pour chaque jonc. Un montage spécial a été réalisé pour maintenir les tubes en acier en permettant d'incliner le système pendant le remplissage afin d'éliminer les bulles d'air. Le centrage du jonc est assuré par deux bouchons en silicone avec des trous centrés permettant de passer le jonc carbone. Un bouchon est placé au dessus de l'extrémité supérieure du tube acier et l'autre est installé à l'autre extrémité du tube. Après le remplissage du tube on ferme le tube à l'aide du bouchon supérieur en le faisant glisser le long du jonc (figure 3.4)

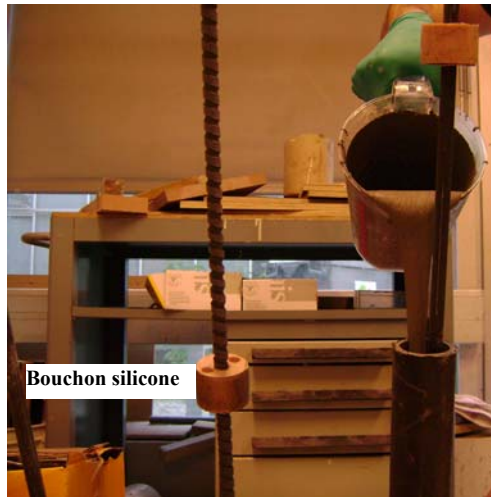


Fig.3.4 Préparation des échantillons d'ancrage

3.1.2.2 Dispositif d'essais et l'instrumentation

Des essais d'arrachement direct ont été effectués sur les spécimens d'ancrage dans lesquels la mise en tension du jonc carbone se fait à l'aide d'un vérin hydraulique (Enerpac) d'une capacité de 600 KN. Un montage spécial a été réalisé pour mettre en tension les joncs carbone. Ce montage est constitué de deux platines (supports) en acier fixées sur une poutre en béton armé qui constitue un lit de précontrainte et d'une plaque mobile en acier. La plaque est montée parallèlement au support dans l'extrémité active à l'aide des tiges filetées qui passent à travers les trous coaxiaux du support et de la plaque (voir figures 3.5 et 3.6). Le vérin est installé entre le support fixe et la plaque mobile. Le spécimen est placé sur les deux supports et la plaque en traversant les fentes verticales usinées dans les supports et la plaque comme le montre la figure 3.5. Dans l'extrémité passive le système d'ancrage est bloqué par le support fixe. Dans l'extrémité active le tube d'ancrage passe à travers le trou du vérin creux et est placé derrière la plaque mobile qui se déplace avec le piston du vérin. Ce déplacement provoque la mise en tension du jonc carbone.

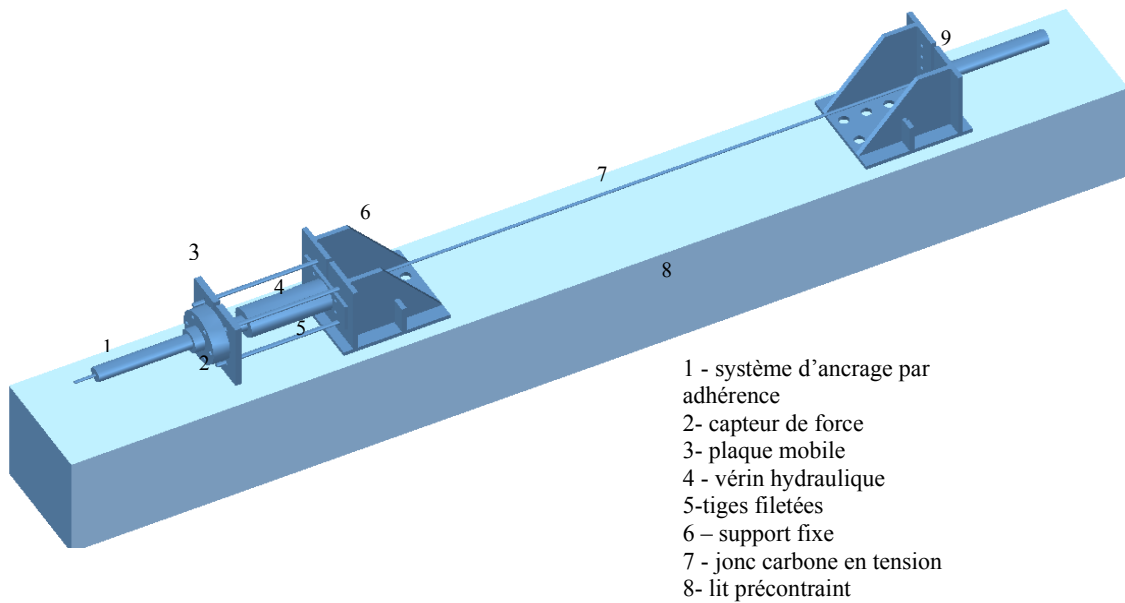


Fig.3.5 Montage du dispositif de mise en tension des joncs carbone

Des charges croissantes de traction ont été appliquées manuellement à une vitesse moyenne de 20 KN / min. La cellule de force mesure la charge appliquée par le vérin alors que les déplacements relatifs du jonc carbone par rapport aux supports ont été mesurés à l'aide de deux capteurs (LVDT) fixés sur le jonc carbone. Un système d'acquisition de données a été utilisé pour collecter les données provenant de la cellule de force et des capteurs de déplacement. La figure 3.6 montre les instrumentations de l'essai.



Fig.3.6 Instrumentations de l'essai

3.1.3 Résultats et discussions

3.1.3.1 Système d'ancrage mono-jonc

Le chargement en traction a été poursuivi jusqu'à la rupture de l'échantillon soit par l'arrachement du jonc carbone ou par la rupture en traction du jonc. Le tableau 3.3 récapitule les résultats des essais d'arrachement en termes de valeurs moyennes des forces maximales appliquées représentant la capacité du système d'ancrage. L'efficacité de chaque système est présenté par le rapport de force maximale appliquée / force à la rupture du jonc carbone. Dans la première colonne du tableau 3.3 le nom d'échantillon se compose de 4 parties ; la première (L30, L40 ou L50) représente la longueur du tube d'ancrage. La deuxième (d8, d12 ou d12U) représente le diamètre du jonc carbone et U signifie usiné. La troisième (B ou R) représente le type de coulis Béton ou Résine. La quatrième partie (S ou F) signifie ancrage sans fente ou avec fente. Pour les échantillons d'ancrage multi-joncs le chiffre avant la lettre L représente le nombre des joncs carbone (2 ou 3) scellés dans l'ancrage.

Echantillon	Force max (KN)	glissement à F_{max} (mm)	Mode de rupture	$F_{max}/F_{rupture}$
Système mono jonc carbone				
L30d8BS	84.35	4.65	Glissement du jonc carbone	0.72
L30d8RS	79.18	5.42	Glissement du jonc carbone	0.68
L40d8BS	108.32	4.63	Glissement du jonc carbone	0.94
L40d8RS	101.89	6.91	Glissement du jonc carbone	0.88
L30d8BF	109	5.17	Cisaillement du jonc carbone	0.94
L40d8BF	117.15	3.17	Rupture du jonc en traction	1
L50d8RS	116.7	3.82	Rupture du jonc en traction	1
L50d8BS	116.2	1.84	Rupture du jonc en traction	1
L50d12BS	160.65	5.37	Délaminage du jonc carbone	0.6
L50d12BF	235.13	4.43	Propagation de la fente et rupture du jonc carbone	0.89
L30d12URF	98.21	3.78	Cisaillement du jonc carbone	0.6
L30d12UBF	126.1	5.92	Cisaillement du jonc carbone	0.77
L40d12UBF	162.93	4.59	Rupture du jonc en traction	1
Système Multi jonc carbone				
2L40d8BS	193.21	4.72	Cisaillement du jonc carbone	0.83
2L40d8BF	227.53	2.78	Rupture du jonc en traction	1
2L50d8BS	229.1	3.28	Rupture du jonc en traction	1
3L50d8BS	301	n.a	Pas de rupture	0.87

Tableau 3.3 Résultats des essais d'arrachements représentés par valeurs de force maximales moyennes

Le tableau 3.3 montre que pour qu'un ancrage jonc carbone 8 mm sans fente atteigne une efficacité de 100% il faut une longueur d'ancrage de 500 mm (longueur critique) quelque soit le coulis utilisé (résine ou BFUP). La figure 3.7 montre la différence dans le comportement de deux coulis utilisés pour deux longueurs d'ancrage. Pour une longueur de 300 mm la rigidité d'ancrage (pente de la courbe de charge-glissement) est légèrement plus importante pour le tube acier rempli par BFUP (figure 3.7-

a). Cette différence de rigidité augmente lorsque la longueur d'ancrage devient plus importante (figure 3.7-b). Toutefois, quelque soit le coulis utilisé, la rigidité d'ancrage augmente avec la longueur d'ancrage, comme le montre la figure 3.8. Ce constat est confirmé par des précédents résultats obtenus à l'aide de test pullout (Benmokrane et al. 2000). La présence de fente à l'extrémité du jonc carbone réduit la longueur d'ancrage critique de 500 mm à 400 mm et prouve qu'il y a bien un effet mécanique de coin dans le tube acier (figure 3.8). La ruine de l'ancrage du jonc carbone de diamètre 8 mm se produit soit par l'arrachement du jonc carbone (longueur d'ancrage 300mm avec ou sans fente et 400mm sans fente) ou bien par la rupture en traction du jonc (longueur 400mm avec fente et 500 mm sans fente).

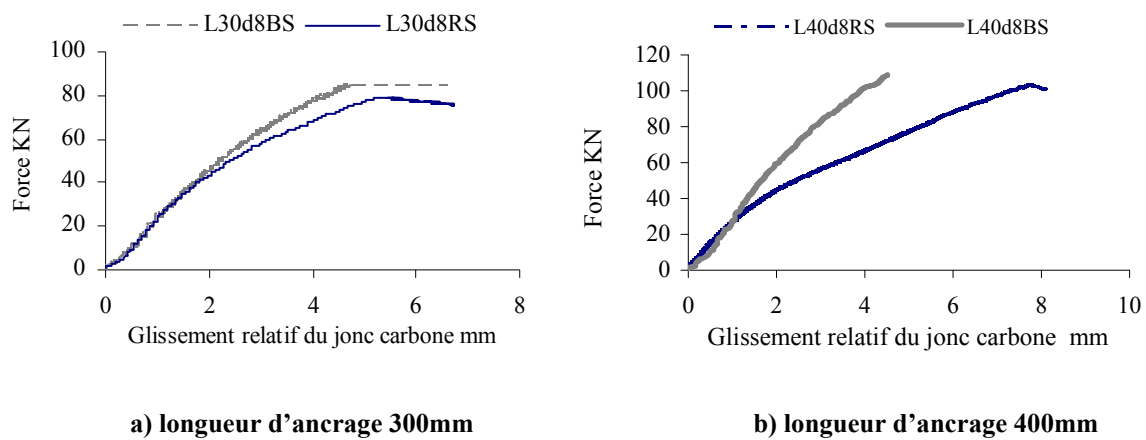


Fig.3.7 Comparaison du comportement d'ancrage avec BFUP et Sika-dur TP pour différentes longueurs

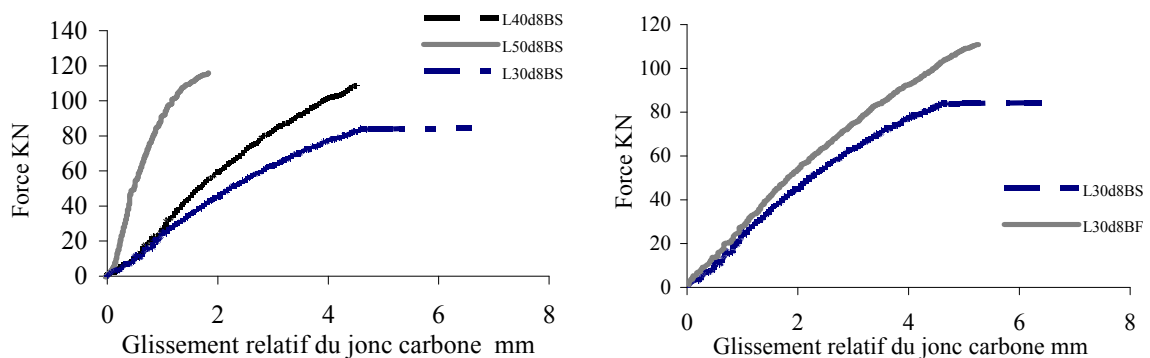


Fig.3.8 Augmentation de rigidité avec la longueur d'ancrage (cas BFUP)

Fig.3.9 Effet de fente sur la capacité d'ancrage (cas du BFUP avec une longueur de 300mm)

Pour les jons carbone usinés de diamètre 12 mm, l'augmentation de la longueur d'ancrage de 300 mm à 400 mm avec fente a changé le mode de rupture en passant du cisaillement de la surface du jonc à la rupture en traction du jonc (figure 3.13 a et b). Concernant le jonc lisse de diamètre 12 mm deux

modes de rupture ont été observés. Un par délaminage de la surface du jonc (cas du jonc sans fente, longueur d'ancrage 500 mm) et l'autre par la propagation de la fente à travers le tube acier en divisant le jonc en deux ce qui conduit à la rupture par traction à une valeur moins importante que la valeur prévue à la rupture en traction normale (figure 3.13 c). La longueur critique d'ancrage pour les joncs lisse de 12 mm est donc supérieure à 500 mm. Cependant, le spécimen avec fente montre une rigidité plus élevée que celui sans fente et une capacité d'ancrage de 30 % plus importante (figure 3.11).

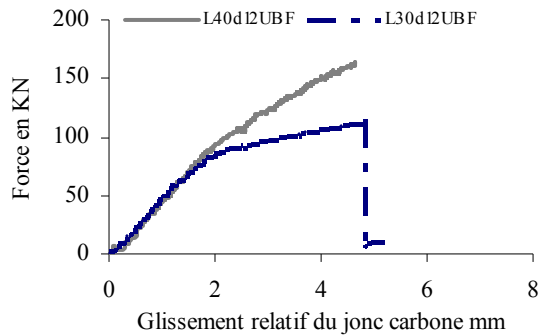


Fig.3.10 Ancreage du jonc usiné de 12 mm avec fente (cas BFUP)

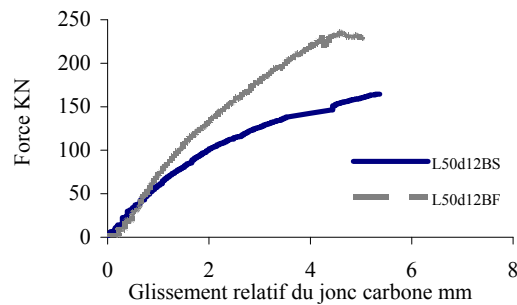


Fig.3.11 Ancreage du jonc lisse de 12 mm avec et sans fente (BFUP avec une longueur de 500mm)

3.1.3.2 Système d'ancrage multi-joncs

La figure 3.12 montre des courbes typiques de charge-glissement d'ancrage d'un ancrage multi-joncs (2 joncs) de 400 mm de longueur. Le comportement en traction d'ancrage multi-joncs diffère un peu de celui du mono-jonc (cas d'un ancrage de longueur 400 mm sans fente). Quand la charge appliquée augmente l'ancrage multi-joncs montre une rigidité plus importante que celle des ancrages mono-jonc. En fait, l'ancrage multi-joncs montre un effet d'interaction entre les joncs en raison de la mécanique de transfert d'effort du jonc au coulis. L'ancrage contient deux joncs carbone avec fente de longueur 400 mm. Cette configuration permet d'atteindre une capacité d'ancrage supérieure à la résistance à la traction des joncs carbone. En ce qui concerne l'ancrage de 3 joncs carbone, la mesure de glissement n'a pas été prise à cause de la difficulté à installer les capteurs de déplacement entre les joncs carbone. Le chargement a été arrêté à 300 KN pour ne pas trop dépasser la capacité limitée du lit de précontrainte et des supports qui ont été conçus pour une charge maximale de l'ordre de 250 à 300 KN. Cette valeur de charge représente environ 87% de la charge à la rupture des trois joncs carbone. La figure (3.13-d) montre une rupture prématurée par plastification du tube acier d'épaisseur 3 mm. Ce tube a été renforcé de couches de fibres de carbone imprégnées de résine époxy pour augmenter son épaisseur pendant l'étude expérimentale. Cette observation confirme les résultats de Benmokrane et al. (2000) qui ont étudié la distribution des contraintes normales dans le jonc carbone le long de l'ancrage

en mesurant les déformations du jonc carbone. Ils ont trouvé que la contrainte d'adhérence maximale survient dans la première moitié de l'ancrage près de l'extrémité chargée (environ 50 mm à l'intérieur de l'ancrage). La contrainte d'adhérence du jonc est presque uniforme dans l'autre moitié de l'ancrage. Normalement, la distribution des contraintes d'adhérence est une courbe décroissante de l'extrémité chargée à l'extrémité libre, correspondant à la distribution d'allongement élastique du jonc carbone.

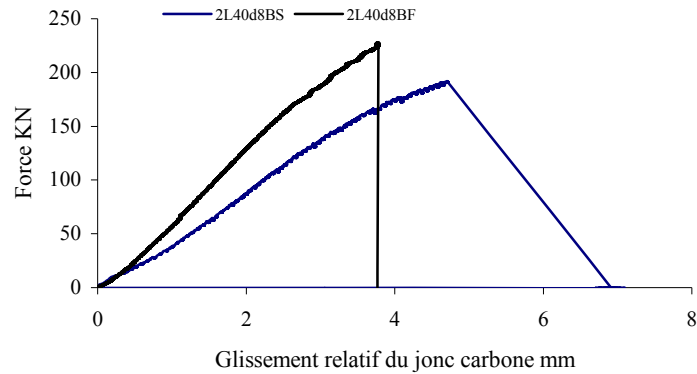


Fig.3.12 Ancrage du jonc lisse de 12 mm avec et sans fente (BFUP avec une longueur de 400mm)



a) rupture du jonc carbone en traction



b) rupture par délaminage du jonc



c) rupture par propagation de fente du jonc



d) plastification du tube acier (épaisseur insuffisante)

Fig.3.13 Différents modes de rupture de l'ancrage par adhérence

3.1.4 Choix de système d'ancrage pour l'application de la précontrainte

Le tableau 3.3 montre que la réalisation des fentes à l'extrémité des joncs carbone permet d'atteindre une efficacité de 100% pour les joncs lisses de diamètre 8mm ou joncs usinés de diamètre 12 mm et réduit la longueur critique d'ancrage d'environ 100 mm par rapport aux joncs sans fente. Le coulis en BFUP a montré une rigidité et efficacité plus élevées que le coulis en résine époxyde Sika-DurTP. Les codes et les guides de conception disponibles ne permettent de charger les renforts PRFC (torons ou barres en fibre de carbone) qu'à 65% de leur résistance ultime à la rupture (en raison de leur fragilité et du phénomène de rupture par fluage) pour les poutres précontraintes, la plupart de ces systèmes d'ancrage sont fiables et applicables pour passer à la précontrainte par pré-tension. Pour notre étude sur les poutres précontraintes nous avons choisi le système d'ancrage mono jonc L40d8BS (tube 24×3×400 sans fente remplie de BFUP) pour les joncs lisses de diamètre 8mm, L40d12UBF (tube 36×5×400 avec fente remplie de BFUP) pour les joncs usinés de diamètre 12 mm et L50d12BF (tube 36×5×500 avec fente remplie de BFUP) pour les joncs lisse de diamètre 12 mm. Pour le système multi-joncs le système 2L50d8BS est préféré au système 2L40d8BF car il est plus facile à mettre en œuvre. Enfin, pour le système de trois joncs carbone le système 3L50d8BS (tube 42×5×500 sans fente avec BFUP) a été choisi.

3.1.5 Conclusions

Des systèmes d'ancrage par adhérence mono et multi-joncs carbone ont été étudiés pour les applications de mise en précontrainte par joncs PRFC. Des essais de traction monotone ont été réalisés pour évaluer la performance du système d'ancrage. En se basant sur les résultats des essais, les conclusions suivantes peuvent être tirées.

- 1) Le système d'ancrage par adhérence est économique et facile à fabriquer et à assembler et possède des performances fiables.
- 2) L'ancrage d'une longueur critique de 400 mm permet d'atteindre la résistance ultime en traction du jonc carbone de diamètre 8 mm avec fente.
- 3) Il est recommandé d'utiliser un coulis du BFUP pour le remplissage pour diminuer le fluage à long terme. Il est préférable que le tube d'acier ait une surface intérieure rugueuse (filetée par exemple) pour améliorer son adhérence au mortier.
- 4) La présence de fente à l'extrémité du jonc carbone a amélioré la rigidité du système d'ancrage et réduit la longueur critique d'ancrage pour les joncs de diamètre 8 mm. Elle permet d'autre part de développer une charge permettant d'appliquer une contrainte de traction égale à 89% de la résistance en traction du jonc carbone de diamètre 12 mm.
- 5) L'ancrage multi-joncs met en jeu l'effet d'interaction entre les joncs à cause de la mécanique de transfert des efforts du jonc au coulis ce qui génère une augmentation de la rigidité d'ancrage avec la charge appliquée. L'ancrage d'une longueur de 500 mm est efficace pour atteindre la résistance à la

traction d'un système constitué de deux joncs carbone de diamètre 8 mm et pour atteindre au moins 87% de la résistance à la traction d'un système constitué de trois joncs (Le dispositif d'essais n'a pas permis de porter l'ancrage à des niveaux de chargement supérieurs).

Des essais de traction à long terme (chargement soutenu), de fatigue et de durabilité sur le système d'ancrage sont également nécessaires pour estimer les pertes de précontrainte dans les applications de post-tension.

3.2 Étude de la longueur de transfert pour la précontrainte par joncs PFRC

La force requise pour arracher une barre d'armature du béton (mise à part les barres lisses) augmente si la longueur ancrée augmente. Si cette dernière est suffisamment longue, la barre d'armature va dans un premier temps se plastifier dans le cas de l'acier avant de se rompre, tandis qu'elle se rompra pour le cas des renforts en PRFC sans montrer de déformations irréversibles. La longueur minimale ancrée pour provoquer la rupture de la barre est appelée la longueur de développement. La longueur de développement est utilisée comme un indicateur des caractéristiques d'adhérence de la barre d'armature (Collins et al. 1987). Cependant, dans le cas d'un élément de béton précontraint, la longueur de développement est la combinaison de deux composantes: La longueur de transfert et la longueur d'adhérence à la flexion. Il y a alors deux sources de contraintes d'adhérence pour le cas du béton précontraint: L'adhérence due au transfert de la précontrainte et l'adhérence due à la flexion induite par les actions extérieures.

La longueur de transfert est en d'autres termes la distance requise pour transmettre la force de précontrainte effective du toron au béton. Elle est donc une caractéristique intrinsèque du béton précontraint et constitue un paramètre clé de dimensionnement. Cette dernière détermine l'endroit à partir duquel les contraintes doivent être vérifiées (ISSA et al. 1993). Pour atteindre la résistance nominale à la flexion (M_n) la tension dans le toron de précontrainte doit être développée le long d'une longueur dite de développement qui doit rester inférieure à la longueur d'ancrage pour ne pas générer de glissement de joncs. Le but est en effet de prévenir un glissement du toron avant d'atteindre la résistance nominale M_n (utilisée lors du calcul du moment résistant) où la contrainte dans le toron doit augmenter à partir de la contrainte effective de la précontrainte jusqu'à la valeur maximum à la résistance nominale. Les longueurs de transfert et de développement gouvernent donc le dimensionnement des éléments précontraints et sont essentielles pour prévenir une rupture en flexion par adhérence (glissement des renforts dans le béton avant d'avoir une rupture dans le béton ou dans le renfort) (Lu et al. 2000).

3.2.1 Essais de détermination des longueurs de transfert

L'objectif de ces essais est de déterminer la longueur de transfert afin de pouvoir prévoir une éventuelle rupture par glissement des renforts lors des essais de flexion sur les poutres précontraintes. Les résultats sont comparés avec les modèles existants dans la littérature.

3.2.1.1 Mesure de la variation de la déformation du béton

Lors du relâchement de la force de précontrainte le jonc carbone doit être équilibré par une force de compression équivalente dans le béton. Ainsi, la variation des déformations dans le jonc carbone peut être calculée à l'aide de la variation de la déformation du béton (Russel et al. 1996). La méthode consiste à coller des jauges de déformation sur le béton à intervalles réguliers. Les déformations sont à mesurer avant, durant et après le transfert (relâchement). Les différences entre les mesures initiales et finales réalisées le long de la longueur de la poutre fournissent une distribution graphique à partir de laquelle la longueur de transfert est déduite.

Un profil idéalisé de déformation est présenté dans la figure 3.14. Dans le cas idéal, la contrainte d'adhérence a été supposée constante et la déformation du béton augmente linéairement dans les zones de transfert jusqu'à atteindre un plateau dans la travée centrale de la poutre. Dans notre étude, l'emplacement de la région du plateau a été visuellement déterminé à l'aide du profil de déformation déterminé dans le BFUP au niveau du jonc carbone et du toron en acier.

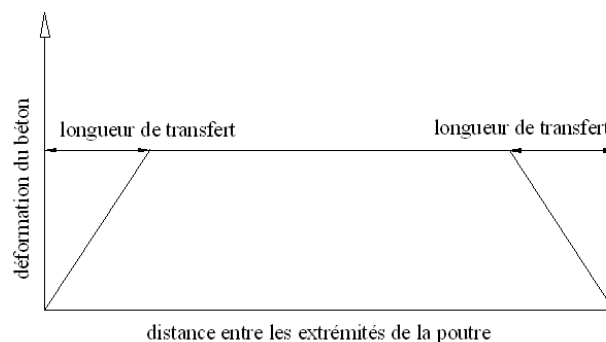


Fig.3.14 détermination de la longueur de transfert par la mesure des déformations du béton

3.2.2 Corps d'épreuve

L'étude de longueur de transfert a été effectuée sur des poutres en I en BFUP (Ductal) précontraintes par des joncs PFRC avec différents taux de renforcement. Ces poutres sont essentiellement fabriquées afin d'étudier leur comportement en flexion 4 points.

3.2.3 Matériaux utilisés

- **Renforts pour la précontrainte** : des joncs carbone lisses et usinés de diamètres 8 et 12 mm ont été utilisés. Les caractéristiques mécaniques des joncs carbone ont été déterminées dans le cadre d'essais présentés au chapitre 2. Nous en rappelons les valeurs moyennes: module d'Young 180 GPa, résistance à la rupture en traction 2500MPa, déformation à la rupture 1.4% et coefficient Poisson 0.28.

Des torons en acier (7 fils EN 10138-BS 5896 fabriqué par ArcelorMittal) de diamètre 12.5 mm ont également été utilisés comme référence pour cette étude. Leurs caractéristiques sont : module d'Young 200 GPa, résistance à la rupture 1860MPa, limite élastique 1600MPa, déformation à la rupture 3.5%, relaxation 2.5% et coefficient de poisson de 0.3.

- **Béton** : le béton utilisé est le BFUP Ductal prémix gris G3 avec des fibres métalliques (12×0.16 mm). Sa formulation est la suivante : 25 kg de prémix, 1545g d'eau (rapport E/C est de 0.2), 340 g d'adjuvant Ductal F2 et 1785 g de fibres métalliques représentant 2 % en volume. Les propriétés physiques et mécaniques sont données dans le tableau 3.1.

3.2.3.1 Dimensions des poutres

Le choix des dimensions des poutres s'est basé sur des considérations pratiques ; la longueur totale de la poutre a été fixée à 2950 mm qui correspond à l'espace maximal disponible entre les appuis du bâti d'essais de flexion. Cette longueur est également gouvernée par l'espace disponible sur le lit de précontrainte. Le volume d'une poutre est limité à la capacité du malaxeur disponible au laboratoire qui est environ de 45 à 50 litres pour ce type de béton (ce qui représente 4 seaux de prémix Ductal soit environ 45 litres). La hauteur des poutres est d'environ deux fois la largeur de la semelle inférieure de la poutre soit de 205 mm. La largeur minimale de l'âme a été choisie égale à 40 mm afin d'assurer un bon remplissage de la semelle inférieure de la poutre. La section a un coefficient de rendement géométrique $\rho = I / (A \cdot x \cdot x')$ d'environ 0.48 (où I est le moment d'inertie, A est la section, $X = 108$ et $X' = 97$ étant des distances présentées sur la figure 3.15).

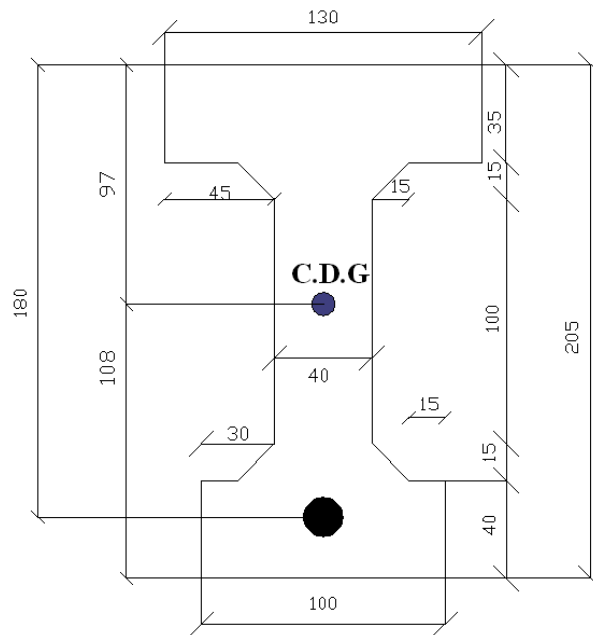


Fig.3.15 Section transversale de la poutre précontrainte

Au total 13 poutres ont été préparées. Deux poutres ont été précontraintes par des torons en acier et 10 poutres par des joncs carbone avec différents taux de renforcement afin de pouvoir observer plusieurs modes de rupture lors des essais de flexion 4 points et enfin une poutre renforcée avec des joncs carbone. Le tableau 3.4 donne le détail de toutes les poutres précontraintes.

3.2.3.2 Lit de précontrainte

Le lit de précontrainte est une poutre en béton armé de 4.5 m de longueur conçue pour supporter des forces de précontraint d'environ 300 KN. A chaque extrémité de cette poutre un support métallique (platine) a été fixé à l'aide des tiges filetées scellées dans la poutre lors du coulage du béton. Une plaque mobile située du côté actif de la poutre permet de bloquer le système d'ancrage à l'aide des tiges filetées (figure 3.16)

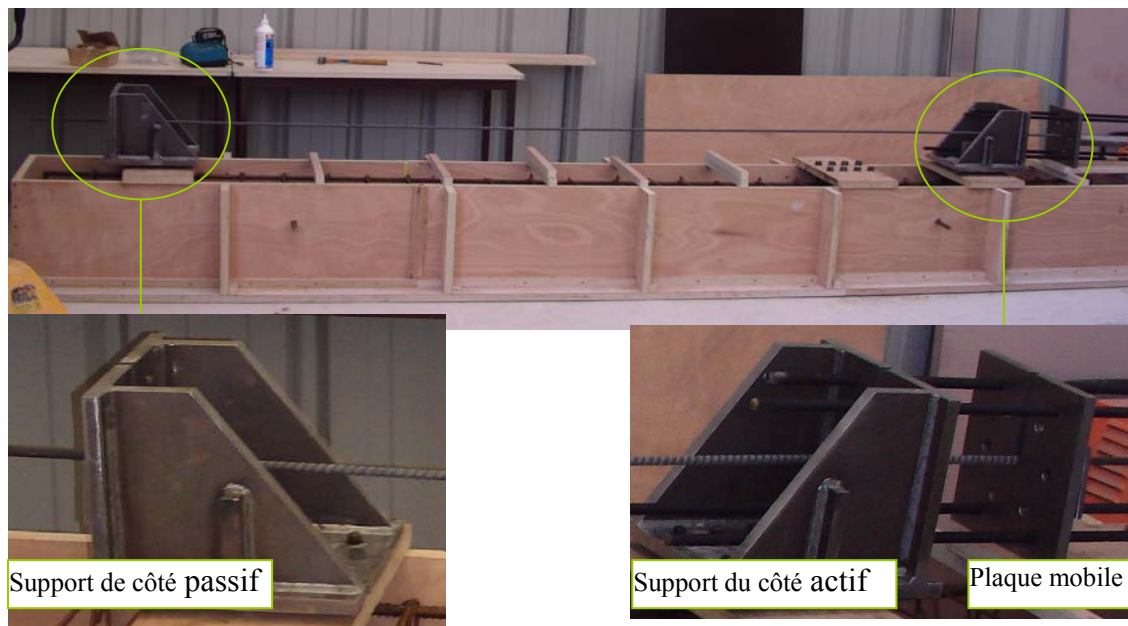


Fig.3.16 Montage du lit de précontrainte lors du coulage du béton

3.2.3.3 Dimensionnement de la précontrainte

Les joncs carbone ayant un comportement fragile à la rupture, le niveau initial de précontrainte ne dépasse pas en général 65 à 70% de la résistance ultime qui correspond à 1% de déformation. L'excentricité est déterminée de façon à ce que les contraintes permises au transfert ne soient pas dépassées et pour maximiser la capacité du moment ultime de la poutre du fait que le bras de levier entre le renfort en tension et la force de compression du béton est maximisé. Le jonc carbone a un enrobage de 25 mm.

La mise en tension des joncs carbone a été effectuée à l'aide des systèmes d'ancrage par adhérence présentés dans la section précédente du présent chapitre (figure 3.17). Après coulage, les coulis nécessitent trois jours de mûrissement pour assurer une résistance suffisante lors de la mise en tension.



Fig.3.17 Système d'ancrage utilisé pour la mise en tension

La mise en tension a été réalisée à l'aide d'un vérin hydraulique à une vitesse moyenne de 10 KN par minute. La précontrainte est ensuite maintenue en bloquant en déplacement le système d'ancrage actif à l'aide d'écrous et de tiges filetées. Pour connaître exactement la contrainte initiale et contrôler les pertes instantanées, nous avons collé des jauges KYOWA (5 mm de longueur) sur les joncs carbone (figure 3.18). Ces jauges se trouvent au centre de la poutre. La déformation est enregistrée dès la mise en tension jusqu'à 4 jours après le coulage du BFUP ainsi que pendant le chargement de la poutre à la rupture. Afin de minimiser la perte de précontrainte due à la relaxation des renforts et aux déformations élastiques des tiges filetées, les joncs carbone et les torons d'acier sont mis en tension un jour avant le coulage du BFUP. Pour avoir des précontraintes effectives d'au moins 60% de la résistance ultime en traction du jonc carbone, le niveau de précontrainte initiale a été choisi égal à environ 70% de la résistance ultime. Toutes les pertes de précontraintes ont été mesurées à l'aide des jauges collées sur les renforts de précontrainte. Les forces de précontrainte obtenues lors de la mise en tension sont données dans le tableau 3.4.

Nom de poutre	Renforts de précontrainte	Taux de renforcement	Force initiale de la mise en tension KN	Niveau de précontrainte initiale MPa (%)	Remarques
Poutres précontraintes par des joncs carbone (contrainte et déformation à la rupture 2500MPa, 1.4%)					
PP-JC8-1	d8 mm	0.34%	82	1763 (71%)	
PP-JC8-2TT	d8 mm	0.34%	83	1784 (72%)	Traitement thermique
PP-JC8-3	d8 mm	0.34%	82	1763 (71%)	Essais de fatigue
PP-2JC8-1	2× d 8 mm	0.68%	164.15	1765 (70%)	
PP-2JC8-2	2× d 8 mm	0.68%	165.1	1771 (71%)	
PNP-2JC8	2× d 8 mm	0.68%	0	0	non précontraint
PP-3JC8-1	3× d 8 mm	1%	244.14	1750 (70%)	
PP-3JC8-2TT	3× d 8 mm	1%	249.1	1785 (71.4%)	Traitement thermique
PP-3JC8-3	3× d 8 mm	1%	243.56	1745 (69.8%)	
PP-JC12	d 12 mm	0.78%	180.91	1683 (67.4%)	
PP-JCU12	d12 usiné	0.5%	98.5	1450 (58%)	
Poutres pré-contraintes par des torons en acier (contrainte et déformation à la rupture 1860MPa, 3.5%)					
PP-A12.5	d 12.5mm	0.68%	137.5	1480 (79%)	
PP-A12.5-TT	d 12.5mm	0.68%	138.1	1483 (80%)	Traitement thermique

Tableau 3.4 Détail des poutres précontraintes



Fig. 3.18 Mise en tension des renforts de précontrainte

3.2.3.4 Fabrication des poutres précontraintes

Le coffrage des poutres a été fabriqué avec des planches de contreplaqué de 19 mm d'épaisseur assemblées par des vis (figure 3.19). Des pièces en polystyrène extrudé ont été fixées sur les parois intérieures du coffrage pour obtenir la section en I. Les planches d'extrémités ont été découpées en deux morceaux de façon à permettre le passage des joncs carbone.



Fig.3.19 Coffrage des poutres précontraintes fixé sur le lit de précontrainte



Fig.3.20 Coulage du BFUP

Il n'a été utilisé aucune armature supplémentaire ni au cisaillement ni en flexion. Le BFUP a été coulé à l'une des extrémités du coffrage et n'a ensuite pas été vibré car il est autoplaçant. La figure 3.20 montre les étapes du coulage du BFUP. Une attention particulière a été apportée pour ne pas arracher les fils des jauges. A la fin du coulage du BFUP la surface du coffrage a été recouverte par un film plastique afin d'empêcher les échanges d'humidité avec l'environnement ambiant. Des éprouvettes cylindriques 11x22 cm ont été coulées afin de tester la résistance en compression à l'âge du relâchement (2-3 jours), du chargement en flexion (14 jours) et à 28 jours. Les poutres ont été démoulées 24 heures après le coulage du BFUP (figure 3.21).



Fig.3.21 Démoulage des poutres

3.2.3.5 Traitement thermique des poutres précontraintes

Le traitement thermique est fortement recommandé pour limiter les pertes de tension qui sont les conséquences des déformations différées (fluage et retrait du BFUP) et pour obtenir une résistance élevée à court terme. Cependant, la perte de précontrainte thermique n'est pas négligeable et devient très prononcée dans le cas des poutres précontraintes par jons carbone. En fait, en raison de l'expansion thermique transversale relativement élevée des PRFC par rapport à celle du BFUP, des contraintes thermiques sont générées à l'interface. Dans le cas où des contraintes générées dépassent la résistance à la traction du BFUP, la fissuration pourra avoir lieu, d'où un éventuel affaiblissement de l'adhérence BFUP/PRFC et une perte importante de précontrainte ce qui va diminuer la capacité structurale de l'élément. Nous avons donc choisi de regarder les conséquences d'un traitement thermiques sur nos poutres précontraintes en portant trois poutres à la température de 90°C (une avec toron acier et deux avec des jons carbone). Ces poutres ont été portées à la température de 90°C en 6 h et sont restées 48h à la température de 90°C. Une enceinte de circonstance a été fabriquée (figure 3.22). L'enceinte est montée sur le lit de précontrainte. Son isolation est assurée à l'aide de plaques en polystyrène extrudé. Le chauffage est assuré à l'aide d'une enceinte thermique reliée par des tuyaux à l'enceinte de circonstance. Un thermocouple a été placé à l'extrémité de la poutre pour contrôler la température pendant le traitement. Pour des raisons pratiques nous avons réalisé un traitement thermique « à sec » alors que le traitement thermique préconisé consiste à conserver l'élément en BFUP à une température comprise entre 60°C et 90°C à 95% d'humidité relative. A court terme les deux traitements thermiques ne montrent aucune différence en termes de résistance en compression et de retrait de séchage. Il convient néanmoins de vérifier que le traitement « à sec » permet d'obtenir les mêmes résultats à long terme que le traitement thermique classiquement préconisé.



Fig.3.22 Traitement thermique des poutres

3.2.4 Procédure expérimentale

Trois jours après le coulage du béton, des jauges de déformation ont été collées sur les deux faces des poutres au niveau du renfort de précontrainte (jonc carbone ou toron en acier). 8 jauges KYOWA (20 mm) ont été placées sur une moitié de la longueur de la poutre sur chaque face à un intervalle de 100 mm (figure 3.23). Les mesures ont été enregistrées à l'aide d'un système d'acquisition avant, durant et après le relâchement pour établir le profil de déformation du béton au niveau du renfort de précontrainte. Deux capteurs de déplacement ont été fixés sur le jonc carbone aux extrémités de la poutre afin de mesurer le glissement relatif du jonc carbone par rapport au béton lors du relâchement.

Le relâchement de la force de précontrainte a été fait pour toutes les poutres trois jours après le coulage du BFUP. Pour les poutres traitées thermiquement le relâchement a été fait deux jours après le coulage. Trois échantillons cylindriques en BFUP à l'âge 3 jours ont été testés en compression et la valeur moyenne de la résistance obtenue est de 112 MPa.

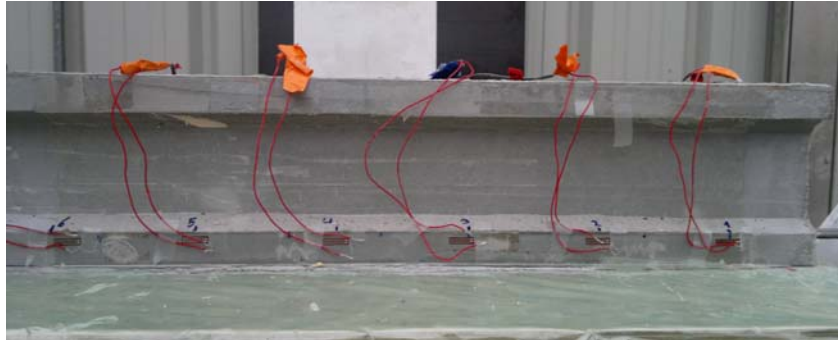


Fig.3.23 Jauges de déformation pour la mesure de la longueur de transfert

La longueur de transfert est déterminée, comme étant la distance de l'extrémité de la poutre jusqu' au point où la précontrainte est effective. On suppose que la précontrainte est effective lorsque la déformation se stabilise (plateau) et que la déformation atteint un niveau du même ordre que celui calculé théoriquement.

3.2.4.1 Résultats des longueurs de transfert

La distribution des déformations du BFUP lors du déchargement est présentée sur les Figures de 3.24 à 3.29. Dans les profils de déformations correspondant au relâchement les valeurs moyennes de déformations maximales mesurées sont égales à $24.2 \cdot 10^{-5}$ pour la poutre à un jonc carbone de diamètre 8 mm (PP-JC8-1), $48.9 \cdot 10^{-5}$ pour la poutre à 2 joncs carbone de diamètre 8 mm (PP-2JC8), de $81 \cdot 10^{-5}$ pour la poutre à 3 joncs carbone de diamètre 8 mm (PP-3JC8-1), $59.6 \cdot 10^{-5}$ pour la poutre à un jonc carbone de diamètre 12 mm (PP-JC12), $34.9 \cdot 10^{-5}$ pour la poutre à un jonc carbone usiné de diamètre 12 mm (PP-JCU12) et $42.5 \cdot 10^{-5}$ pour la poutre à un toron en acier de diamètre 12.5 mm (PP-A12.5).

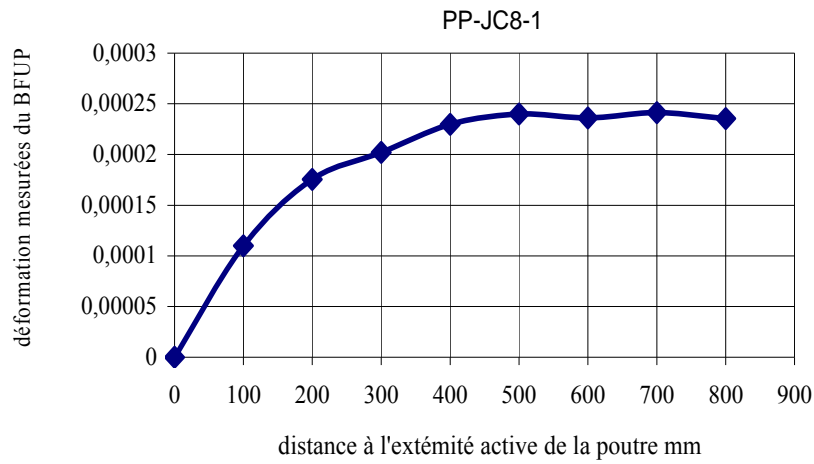


Fig.3.24 Distribution des déformations du BFUP pour la poutre PP-JC8

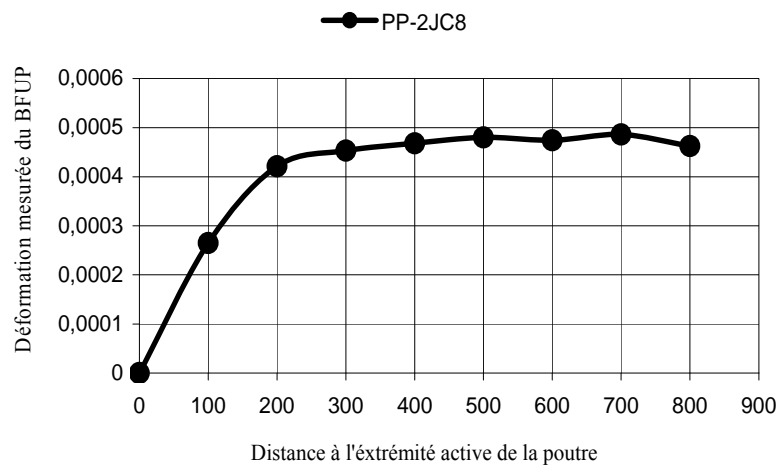


Fig.3.25 Distribution des déformations du BFUP pour la poutre PP-2JC8

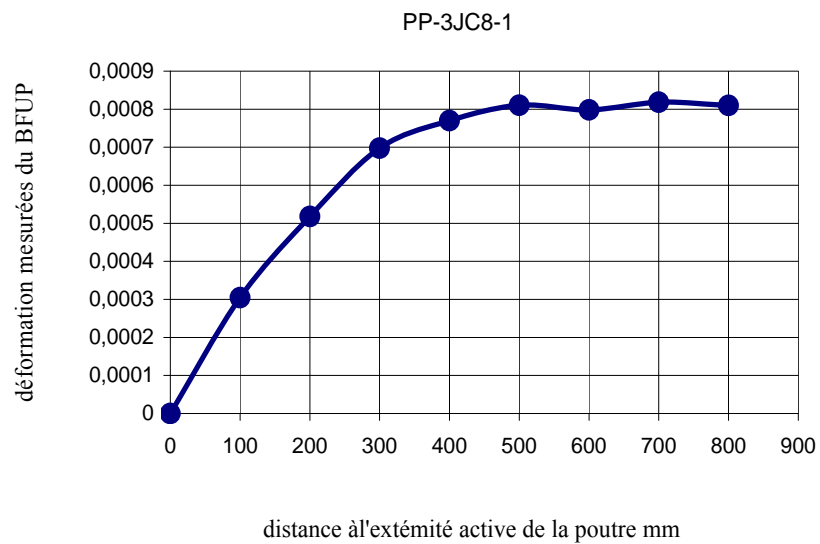


Fig.3.26 Distribution des déformations du BFUP pour la poutre PP-3JC8

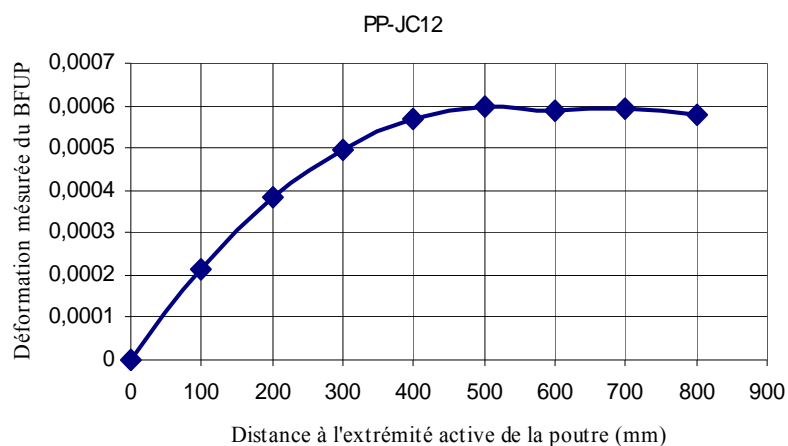


Fig.3.27 Distribution des déformations du BFUP pour la poutre PP-JC12

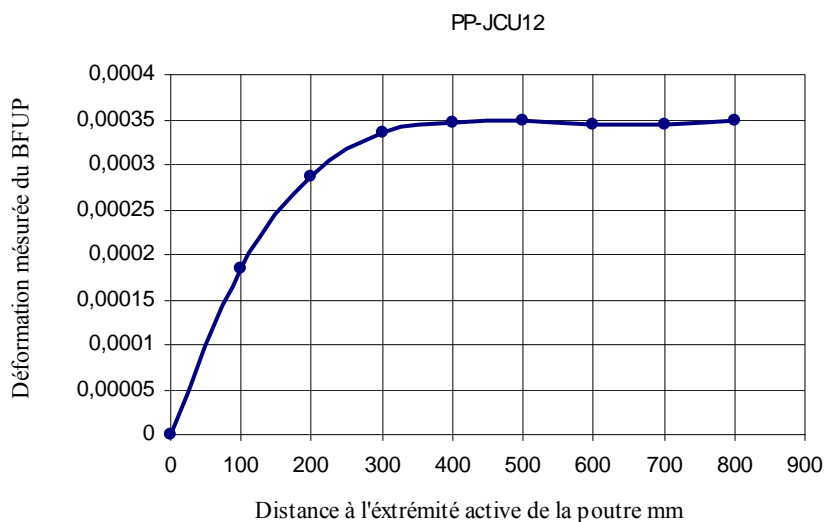


Fig.3.28 Distribution des déformations du BFUP pour la poutre PP-JCU12

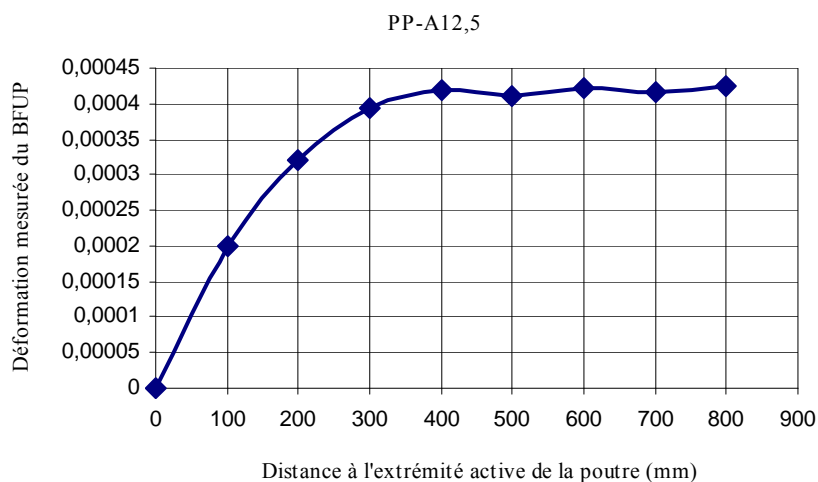


Fig.3.29 Distribution des déformations du BFUP pour la poutre PP-A12.5

Cependant, la déformation théorique du BFUP lors du transfert au niveau de la fibre située à la hauteur du jonc carbone ou du toron d'acier est évaluée à $23.37 \cdot 10^{-5}$, 48.10^{-5} , 72.10^{-5} , $50.3 \cdot 10^{-5}$, 31.10^{-5} et $38.5 \cdot 10^{-5}$ respectivement pour les poutres PP-JC8-1, PP-2JC8-1, PP-3JC8-1, PP-JC12, PP-JCU12 et PP-A12.5 (voir annexe A). La valeur expérimentale est ainsi plus élevée que la valeur théorique. Ceci est probablement dû au retrait au jeune âge, accentué par une cure à l'air (retrait endogène).

Le tableau 3.5 fournit la longueur de transfert pour certaines poutres correspondant à l'extrémité chargée de la poutre.

Poutre	Niveau initiale de la Précontrainte MPa	Niveau de la précontrainte au relâchement (MPa)	Longueur de transfert (mm) mesurées par jauges	Glissement relatif du jonc carbone (mm)	Longueur de transfert (mm) mesurées par déplacement
PP-JC8	70%	68%	450 mm (56d)	1.51	320(40d)
PP-2JC8	71%	69%	450 mm (56d)	1.48	310(39d)
PP-3JC8	70%	67%	450 mm (56d)	-	
PP-JC12	67%	62%	500 mm (42d)	1.47	340(29d)
PP-JCU12	62%	58%	350 mm (30d)	0.93	230(20)
PP-A12.5	79%	74%	400 mm (32d)	1.1	320(25d)

Tableau 3.5 Longueurs de transfert mesurées

La longueur de transfert est égale à 56d pour la poutre précontrainte à l'aide d'un jonc carbone de diamètre 8mm et 3 jons carbone de diamètre 8mm pour un niveau de précontrainte d'environ 65%. Ces résultats indiquent que le taux de renforcement n'a pas d'influence sur la longueur de transfert. Le tableau 3.5 montre que l'utilisation du jonc carbone usiné a réduit la longueur de transfert de 42d (PP-JC12) à 30d (PP-JCU12). Cela est dû au mécanisme de l'adhérence entre le jonc carbone et le BFUP comme nous l'avons trouvé lors de l'étude sur l'adhérence dans le chapitre 2. Enfin, la comparaison entre la poutre PP-JC12 et la poutre PP-A12.5 montre que la longueur de transfert est plus courte dans le cas du toron en acier alors que le niveau de précontrainte est plus élevé (10%). Le jonc usiné (PP-JCU12) a montré une longueur de transfert plus courte que celle du toron en acier. Cela aussi peut être expliqué par le fait que l'adhérence est meilleure dans le cas du jonc usiné. Des résultats similaires ont été trouvés dans la littérature sur des poutres précontraintes en béton de résistance 50 MPa en compression et des barres PRFC Leadline.

Nos résultats sont très proches des résultats trouvés dans la littérature même si les bétons et barres PRFC diffèrent. Mahmoud et al. (1998) ont trouvé une valeur de la longueur de transfert de 450 mm pour des barres de diamètre 8 mm (Leadline) à un niveau de précontrainte de 60%. Abdelrahman et al. (1999) ont mesurés la longueur de transfert pour le même type de barres (Leadline 8mm) à différents niveaux de précontrainte (40% et 60%). La longueur de transfert se situe entre 360 mm et de 500 mm pour un béton dont la résistance en compression varie de 40 MPa à 80 MPa.

Selon les résultats expérimentaux de Ehsani et al. (1997) la longueur de transfert est égale à 54d pour les tendons Leadline, et 50d pour les tendons CFCC.

Le glissement relatif du renfort à l'extrémité de la poutre peut être considéré comme une mesure indirecte de la longueur de transfert basé sur la relation illustrée dans la figure 3.29.

Le glissement total du renfort entre les extrémités de la poutre et le point de transfert complet est une fonction de la variation de déformation du renfort au sein de la zone de transfert durant le processus du relâchement. Notons que la relation représentée dans la figure 3.29 donnée dans l'équation 3.2 suppose une contrainte d'adhérence uniforme sur la zone de transfert telle que la déformation du renfort varie linéairement.

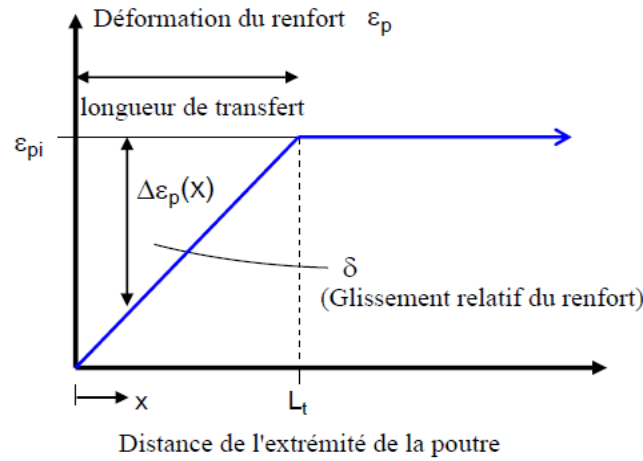


Fig.3.29 Longueurs de transfert

$$\delta = \int_0^{l_t} [\Delta \varepsilon_{pi}(x)] dx = \frac{1}{2} l_t \varepsilon_{pi} \quad \text{éq.3.1}$$

$$\Rightarrow l_t = \frac{2 * \delta}{\varepsilon_{pi}} = \frac{2 * E_p * \delta}{\sigma_{pi}} \quad \text{éq.3.2}$$

où : δ est le glissement relative du renfort mesuré à l'extrémité de la poutre durant le relâchement, E_p et σ_{pi} sont le module d'Young et la précontrainte du renfort au relâchement.

La longueur de transfert calculée par l'équation 3.2 est plus petite que celle déterminé par le profil de déformation du BFUP (environ 30% tableau 3.5). Ceci peut être expliqué du fait que la contrainte d'adhérence n'est pas uniforme le long de longueur de scellement.

Balazs (1993) a proposé d'intégrer un coefficient prend en compte la forme de la distribution de contrainte d'adhérence comme suivant :

$$l_t = \frac{\alpha * \delta}{\varepsilon_{pi}} = \frac{\alpha * E_p * \delta}{\sigma_{pi}} \quad \text{éq.3.3}$$

Où α est un coefficient prenant en compte la forme de la distribution de contrainte d'adhérence donné par :

$$\alpha = \frac{2}{1-b} \quad \text{où} \quad \tau(s) = C\sqrt{f'_c} S^b \quad \text{éq.3.4}$$

C et b sont les paramètres de la courbe d'adhérence ($\tau - s$) qui peuvent être expérimentalement déterminés (courbe de l'essai de pullout).

Pour une contrainte d'adhérence uniforme ce coefficient est égal à 2 ((b=0) figure 3.30 a), et est égal à 3 (b=1/3) pour une distribution linéaire de contrainte d'adhérence (figure 3.30 b).

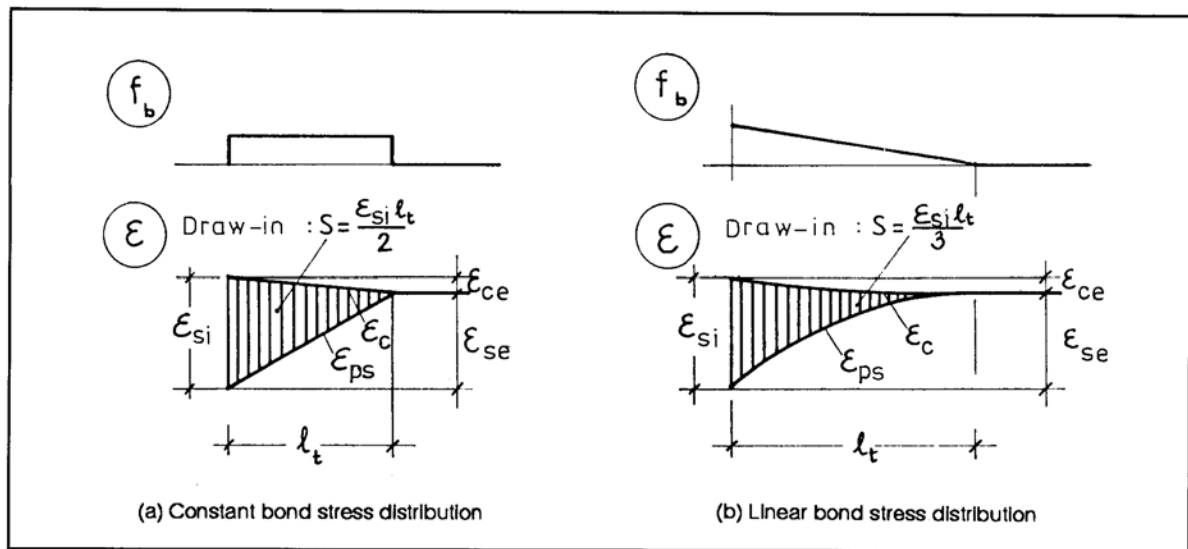


Fig.3.30 Référence Gyorgy L.Balazs (PCI journal march-april 1993)

Dans la figure 3.30, S est le glissement relatif du toron, ϵ_{si} , ϵ_{ps} , ϵ_{se} sont respectivement la déformation initiale du toron (ou jonc), déformation le long du toron et la déformation effective après le transfert. ϵ_c , ϵ_{ce} sont respectivement la déformation du béton le long de la longueur de scellement et la déformation après le transfert.

En appliquant l'équation 3.3 avec $\alpha = 3$ on trouve des valeurs très proches de celles trouvées pour les profils de déformation du BFUP.

3.2.4.2 Risque de fissuration due au transfert de la précontrainte

Lorsque le toron est précontraint, sa section diminue par effet Poisson. Juste après le relâchement le toron tend à recouvrir sa forme initiale, d'où un gonflement du toron aux extrémités de la poutre. Ainsi le béton situé dans les zones de transfert se trouve sollicité à cause d'une pression du toron à

l'interface. Un champ de contrainte de traction est ainsi généré dans le béton. Si l'intensité des contraintes dépasse la résistance à la traction du béton des fissures radiales à l'axe du tendon peuvent se créer, ainsi qu'une éventuelle fissuration longitudinale parallèle à l'axe. Cette fissuration peut être dangereuse pour l'intégrité de l'élément précontraint, puisqu'elle peut réduire sa capacité à la flexion. Dans notre cas, pour le BFUP, aucune fissure n'a observée lors du relâchement de la force de précontrainte et ceci est dû à bonne résistance en traction de ce béton.

3.2.4.3 Estimation des longueurs de transfert

Lu et al. (2000) ont constaté que les formules développées pour le calcul de la longueur de transfert des torons en acier ne donnent pas de bonnes prédictions pour les renforts en PRFC en raison de leurs différentes résistances d'adhérence. Ils ont recommandé que la longueur de transfert soit au moins égale à 50d pour les renforts en PRFC.

Des formules empiriques basées sur des essais expérimentaux exprimant les longueurs de transfert et de développement peuvent être déterminées. Les équations présentées ci-après expriment ces longueurs en fonction du diamètre du toron et du niveau de précontrainte pour la longueur de transfert ou encore en fonction de la contrainte à la rupture pour la longueur de développement.

Pour les torons en acier

Plusieurs expressions des longueurs de transfert et de développement sont disponibles dans plusieurs normes. Les codes américain ACI et Canadian CSA suggèrent que la longueur de transfert peut être estimée à 50d pour les câbles en acier et 100d pour les fils individuels en acier, tandis que le code européen (CEB - FIP code Model 1990) suggère que la longueur de transfert peut varier de 45d à 90d pour les câbles en acier et de 100d à 140d pour les fils individuels en acier.

Un résumé des expressions recommandées pour la longueur de transfert et la longueur de développement des torons en acier est présenté dans les tableaux 3.6 et 3.7.

Référence	Longueur de transfert	remarque
ACI 318 (ACI 1999) CSA 23.3-1994	$l_t = \frac{\sigma_{pe} * \phi}{2 f_{ci}}$	σ_{pe} la précontrainte effective du renfort, ϕ diamètre du renfort
BS 8110 (BSI 1985)	$l_t = \frac{k_t * \phi}{\sqrt{f_{ci}}}$	k_t coefficient dépend du type du renfort (=240 pour le toron de 7 fils)

Eurocode 2 - CEB-FIP- Model Code 1990	$l_t = \alpha_8 \alpha_9 \alpha_{10} \left(\frac{A_p}{\pi \phi} \right) \left(\frac{\sigma_{pi}}{\sigma_{bpd}} \right)$	$\alpha_8, \alpha_9, \alpha_{10}$, coefficients σ_{pi} précontraintes du renfort juste après le relâchement σ_{bpd} contrainte d'adhérence
Shahawy, Issa et al. (1992)	$l_t = \frac{\sigma_{pi} * \phi}{2 \cdot 1}$	σ_{pi} précontraintes initiales du renfort juste avant le relâchement
Mitchell et al. (1993)	$l_t = \frac{\sigma_{pi} * \phi}{2 \cdot 1} \sqrt{\frac{2 \cdot 1}{f'_{ci}}}$	f'_{ci} résistance du béton au relâchement
Cousins et al (1990)	$l_t = 0.5 \left(\frac{U_t}{B} \right) + \frac{\sigma_{pi} A_p}{\pi \phi U_t}$	U_t, B sont contrainte et module d'adhérence $U_t = 0.56 \sqrt{f'_{ci}}, B = 81.5 \cdot 10^{-3} MPa$

Tableau 3.6 : Équations proposées pour la longueur de transfert

Référence	Longueur de développement	remarques
ACI 318 (ACI 1999) CSA 23.3-1994	$l_d = \frac{\sigma_{pe} * \phi}{2 \cdot 1} + \frac{\phi}{7} (\sigma_{pu} - \sigma_{pe})$	σ_{pe} précontrainte effective du renfort, σ_{pu} résistance du renfort à la traction
Eurocode 2 - CEB-FIP- Model Code 1990	$l_d = \frac{A_p}{\pi \phi \sigma_{bpd}} [\alpha_8 \alpha_9 \alpha_{10} \sigma_{pi} + \sigma_{pu} - \sigma_{pe}]$	σ_{pe} précontraintes effectives après toutes pertes σ_{pu} résistance en traction du renfort
Mitchell et al. (1993)	$l_t = \frac{\sigma_{pi} * \phi}{2 \cdot 1} \sqrt{\frac{2 \cdot 1}{f'_{ci}}} + \frac{\phi}{7} (\sigma_{pu} - \sigma_{pe}) \sqrt{\frac{2 \cdot 1}{f'_{ci}}}$	f'_{ci} résistance du béton au relâchement
Cousins et al (1990)	$l_d = 0.5 \left(\frac{U_d}{B} \right) + \frac{\sigma_{pi} A_p}{\pi \phi U_d} + (\sigma_{pu} - \sigma_{pe}) \frac{A_p}{\pi \phi U_d}$	U_d et B sont la contrainte et le module d'adhérence $U_d = 0.11 \sqrt{f'_{ci}}$

Tableau 3.7 : Équations proposées pour la longueur de développement

Pour les tendons en PRFC

Mahmoud et al. (1996) ont étudié les longueurs de transfert et de développement de 2 types de tendons PRFC en testant 24 poutres précontraintes par des tendons PRFC. Le niveau de précontrainte a varié de 58% à 80% de la résistance garantie à la rupture. Les auteurs ont proposé les formules suivantes pour l'évaluation de la longueur de transfert pour les poutres précontraintes :

1-longueurs de transfert :

$$l_t = \frac{\sigma_{pe} * d}{1.9 * f'_c{}^{0.67}}$$

Pour les barres LEADLINE

$$l_t = \frac{\sigma_{pe} * d}{4.8 * f'_c{}^{0.67}}$$

Pour les torons CFCC

2-longueurs de développement :

$$l_d = \frac{\sigma_{pe} * d}{1.9 * f'_c{}^{0.67}} + \frac{(\sigma_{pu} - \sigma_{pe}) * d}{f'_c{}^{0.67}}$$

Pour les barres LEADLINE

$$l_d = \frac{\sigma_{pe} * d}{4.8 * f'_c{}^{0.67}} + \frac{(\sigma_{pu} - \sigma_{pe}) * d}{2.8 * f'_c{}^{0.67}}$$

Pour les torons CFCC

Où σ_{pe} est la précontrainte juste avant le relâchement, σ_{pu} est la contrainte à la rupture du renfort de la précontrainte et d est le diamètre du renfort.

La validité de formules introduites par (Mahmoud et al. 1996) a également été vérifiée par le comité américain ACI 440.4R-04. Cependant, des modifications des paramètres d'adhérence ont été recommandées comme les suivants:

$$l_t = \frac{\sigma_{pe} * d}{\alpha * f'_c{}^{0.67}}$$

Où α est le paramètre de l'adhérence qui dépend du type de renforts (configuration de surface).

En appliquant cette formule pour les jons carbone lisses de diamètres 8mm et 12 mm utilisés dans notre étude on trouve en appliquant la relation ci-dessus $\alpha=1.2$. Pour les jons carbone usinés de diamètre 12mm on trouve $\alpha=1.6$. Ces résultats traduisent le fait que la valeur du paramètre α ne dépend que de la configuration de la surface du jonc carbone et de ses caractéristiques mécaniques (résistance en traction, résistance en cisaillement interlaminaire). D'autre part, ces valeurs traduisent aussi le fait que l'adhérence jons carbone/BFUP est améliorée avec l'usinage des jons lisses. Enfin, ces valeurs sont à « comparer » aux valeurs utilisées pour les jons Laedline et CFCC pour lesquels α vaut respectivement 1.9 et 4.8 avec des bétons traditionnels (résistance en compression allant de 40 à 80 MPa) pour lesquels le transfert des efforts des jons au béton résulte aussi de la mise en action de verrous mécaniques (phase secondaire de l'adhérence).

3.2.5 Conclusion

L'étude de la longueur de transfert a porté sur 12 poutres en BFUP précontraintes. 10 poutres ont été précontraintes avec des jons PFRC et deux avec des torons en acier. La longueur de transfert a été mesurée à l'aide de jauges de déformations collées le long de la poutre. Les profils de déformations mesurées ont permis de déterminer les longueurs d'ancrage. D'après les résultats expérimentaux on peut conclure :

- La longueur de transfert du jonc carbone lisse de diamètre 8mm est égale à 56d.
- Cette longueur n'a pas changé avec l'augmentation du taux de renforcement.
- L'utilisation du jonc carbone usiné a réduit la longueur de transfert de 42d (cas de PP-JC12) à 30d (PP-JCU12).
- La comparaison entre la poutre PP-JC12 (jonc carbone lisse de diamètre 12 mm) et la poutre PP-A12.5 (toron acier 12.5mm) montre que la longueur de transfert est plus courte dans le cas du toron en acier. Cependant, le jonc carbone usiné (PP-JCU12) a une longueur de transfert plus courte que celle obtenue avec le toron en acier.
- La mesure du glissement du renfort à l'extrémité de la poutre au relâchement peut être considérée comme une mesure indirecte de la longueur de transfert lorsqu'on utilise l'équation 3-3 avec un bon coefficient de distribution de contrainte d'adhérence.

4 Chapitre 4 : Comportement en flexion des poutres en BFUP précontraintes à l'aide de joncs PFRC

Comme nous l'avons mentionné, l'utilisation des renforts en PRF représente une solution novatrice pour s'affranchir des problèmes de corrosion rencontrés sur l'acier. Cependant, en raison d'une part des différences dans les propriétés et comportement des PRF et des aciers et d'autre part des configurations de surface des renforts en PRF, la réponse structurelle des éléments en béton armé ou précontraint par des PRF peut être différente de celle des éléments renforcés ou précontraint avec l'acier classique. Le comportement élastique linéaire des PRF accompagné d'une rupture fragile peut de plus être considéré comme un inconvénient. Par conséquent, la ductilité de l'élément est apportée uniquement par le béton (ici la ductilité signifie la capacité de déformation plastique avant la rupture sans réduction de capacité de charge). L'utilisation du BFUP a pour objectif de compenser ce manque de ductilité et de réduire la section des éléments précontraints afin de réaliser des éléments précontraints légers et résistants aux conditions environnementales agressives. Dans le présent chapitre nous étudions le comportement en flexion des poutres en BFUP précontraintes par des joncs carbone et nous nous intéressons plus particulièrement à la flèche, fissuration, mode de ruine et résistance ultime de ces poutres. La ductilité à la rupture des poutres a été également traitée.

4.1 Programme expérimental

4.1.1 Rappel des propriétés des matériaux et des corps d'épreuve

Les matériaux utilisés ont été présentés dans le chapitre précédent. Le béton est du DUCTAL (dosé à 2.5 % de fibres) ayant une résistance moyenne en compression de 112, 160 et 170 MPa respectivement au relâchement, au jour de l'essai sur poutre (corps d'épreuve) en moyenne à 14 jours et à 28 jours. Ces valeurs de résistance représentent les valeurs moyennes obtenues sur trois éprouvettes pour chaque âge. Cette résistance atteint 210 MPa après le traitement thermique. La résistance caractéristique en traction est de 8 MPa. Les corps d'épreuve sont des poutres en I présentées dans le chapitre précédent (tableau 3.3). Toutes les poutres ont une section identique et une longueur de 2.95 m. Elles sont précontraintes par des joncs carbone (de diamètres 8 ou 12 mm) et présentent différents taux de renforcement afin d'obtenir plusieurs modes de rupture. Des poutres témoins précontraintes par des torons en acier ont également été testées dans le but de comparer les résultats obtenus suivant le type de barres utilisées pour la mise en précontrainte. Toutes les pertes de précontrainte ont été mesurées jusqu'à 3 jours après le relâchement à l'aide de jauges de déformation collées sur les renforts

de précontrainte. Le tableau 4.1 donne les niveaux de précontrainte mesurés après les pertes. Une poutre supplémentaire non précontrainte armée par deux jonc carbone a été testée afin de montrer l'avantage de la mise en précontrainte des poutres en BFUP. Aucune autre armature n'a été utilisée ni au cisaillement ni en flexion afin d'évaluer la ductilité à la rupture apportée par le BFUP.

4.1.1.1 Dispositif

Les poutres sont testées en flexion 4 points comme le montre les figures 4.1 et 4.2. La distance entre les deux appuis est de 2,6m. Les points d'application de la charge sont situés à 0,85 m des appuis. Le bâti de presse utilisé pour cette campagne d'essais est composé d'un chevêtre très rigide qui est porté par 8 tiges filetées de diamètre 30 mm ancrées à une dalle en acier de 80mm d'épaisseur, cette dalle étant rigidifiée par une poutre caisson en acier. Un vérin hydraulique équipé d'une servovalve d'une capacité de 500 kN alimenté par un groupe hydraulique d'une capacité de 15 l/min est fixé sur le chevêtre. Il peut assurer des chargements cycliques et atteindre une fréquence de l'ordre de 10 Hz. Une rotule est fixée à la tête du vérin pour éviter les efforts horizontaux parasites. Les appuis se composent de rouleaux qui autorisent le déplacement horizontal de la poutre.



Fig. 4.1 Le montage de l'essai de flexion

4.1.1.2 Instrumentation

Le vérin est piloté en déplacement en imposant la vitesse de la flèche à 1mm/min. Un système d'acquisition indépendant a été créé ce qui permet une lecture en continu des signaux des différents canaux. Le système d'acquisition est composé de 11 canaux de mesures dont deux canaux sont réservés pour acquérir la force et le déplacement du système de pilotage. Cinq canaux sont réservés pour les capteurs de déplacement. Les capteurs de déplacement sont de type LVDT notés D1 à D5. Le

capteur D1 a une course de 100mm et permet de mesurer la flèche à mi-portée. Les capteurs de D2 à D5 ont 20mm de course et ils permettent de mesurer le tassement au niveau des supports et le glissement éventuel des joncs carbone par rapport au BFUP. La disposition des capteurs est présentée sur la figure 4.2.

Les quatre derniers canaux sont réservés à l'acquisition des jauges de déformation (figure 4.2). Deux jauges de déformation sont collées sur la semelle supérieure et la semelle inférieure à mi-portée de la poutre et permettent de mesurer les déformations en compression et en traction du BFUP au niveau du renfort de précontrainte. Les deux autres jauges sont collées sur le renfort de la précontrainte (jonc carbonés ou toron en acier) lors de la mise en tension et permettent de mesurer la variation des déformations du renfort pendant l'essai jusqu'à la rupture.

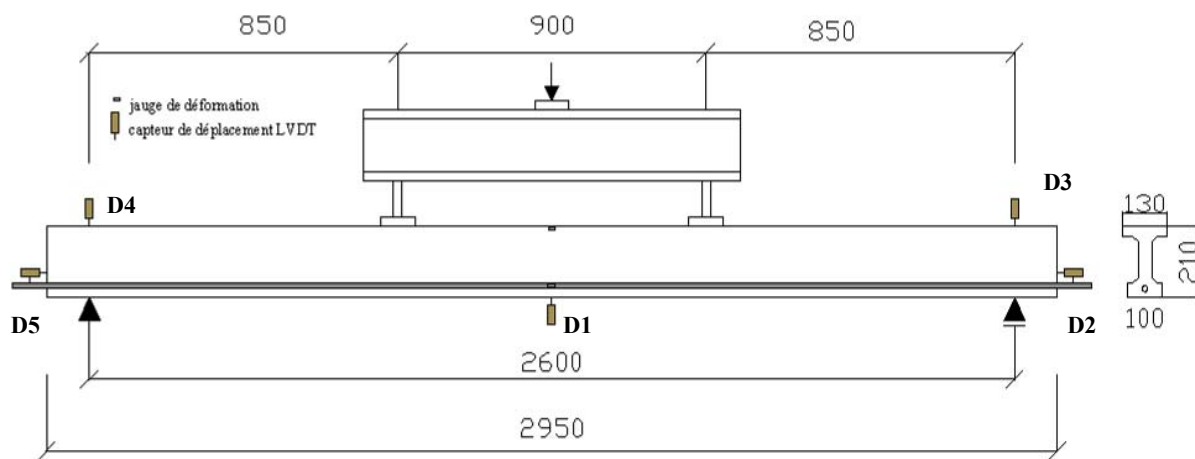


Fig.4.2 Instrumentation de la poutre

4.1.1.3 Chargement

Les poutres ont été soumises à un chargement monotone (1mm/min). Des pauses ont été effectuées à différents niveaux de charge afin de repérer et marquer les réseaux de fissures et de mesurer l'espace entre les fissures, la hauteur et la largeur des fissures. Juste avant la rupture, les poutres ont été déchargées dans le but d'étudier la rigidité après fissuration et la ductilité à la rupture. L'essai a ensuite été poursuivi jusqu'à la rupture.

4.2 Résultats expérimentaux

Les résultats des essais de flexion démontrent les bonnes performances du béton précontraint sans acier, tant pour le niveau de charge de service (fissure, flèche) que pour la résistance ultime. Le

tableau 4.1 récapitule les résultats pour l'ensemble des poutres testées en termes de charge de fissuration, flèche à la fissuration, charge ultime, flèche à la charge ultime et mode de rupture.

Poutre	Précontrainte (MPa)		à la fissuration		à la rupture		Flèche résiduelle	Mode de rupture
	Juste avant le relâchement	3 jours Après le relâchement	Charge (KN)	Flèche (mm)	Charge (KN)	Flèche (mm)		
PP-JC8	1690	1510	41.78	4.19	70.87	28.81	2.165	F-JC
PP-JC8TT	1685	864	40.34	3.66	71.09	42.31	-	F-JC
PP-2JC8	1675	1525	66.94	5.23	129.67	45.63	4.31	ET-G
PNP-2JC8	0	0	17.94	2.15	91.66	82.95	15.04	ET-JC
PP-3JC8	1710	1520	92.41	6.93	169.58	46.82	5.11	ET-G
PP-3JC8TT	1720	740	74.16	7.65	119.44	26.63	-	ET-G
PP-JC12	1550	1340	61.91	6.28	112.7	32.34	-	ET-G
PP-JCU12	1450	1315	38.28	4.51	84.22	54.28	4.55	F-JC
PP-A12.5	1375	1230	59.05	6.45	86.76	36.88	-	F-A
PP-A12.5TT	1370	1115	64.1	6.89	86.84	46.27	11.2	F-A

Tableau 4.1 Récapitulatif des résultats des essais de flexion

F-JC : rupture en flexion au niveau du jonc carbone

F-A : rupture en flexion (toron acier)

ET-G : rupture par effort tranchant suivi par un glissement des joncs carbone (rupture par adhérence)

ET-JC : rupture par effort tranchant suivi par un cisaillement des joncs carbone

4.2.1 Comportement global des poutres précontraintes par des joncs carbone

Les figures 4.3, 4.4 et 4.5 présentent les diagrammes charge-flèche obtenus avec les poutres précontraintes respectivement par un, deux ou trois joncs carbone. Comme nous l'avons mentionné un cycle charge-décharge a été réalisé avant la rupture prévue des poutres. La figure 4.6 nous permet de comparer les trois courbes avec différents taux du renforcement avant le déchargement.

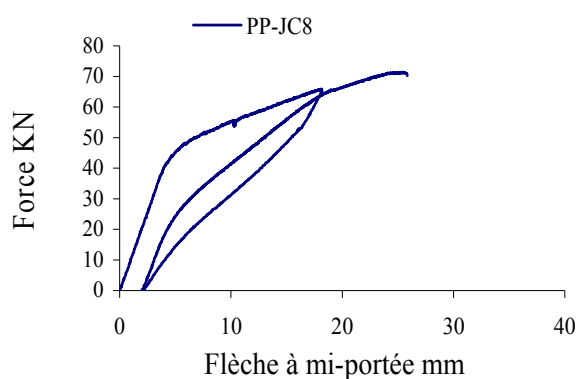


Fig.4.3 Poutre précontrainte par un jonc carbone

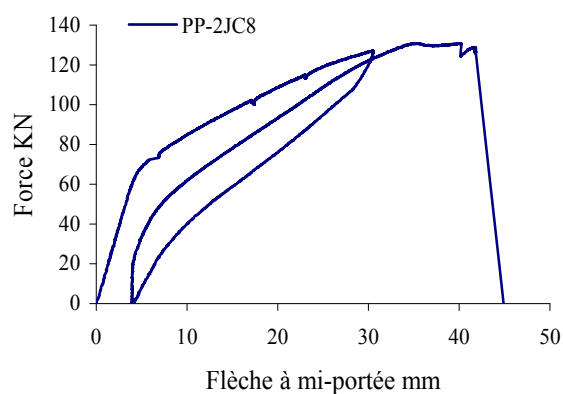


Fig.4.4 Poutre précontrainte par 2 joncs carbone

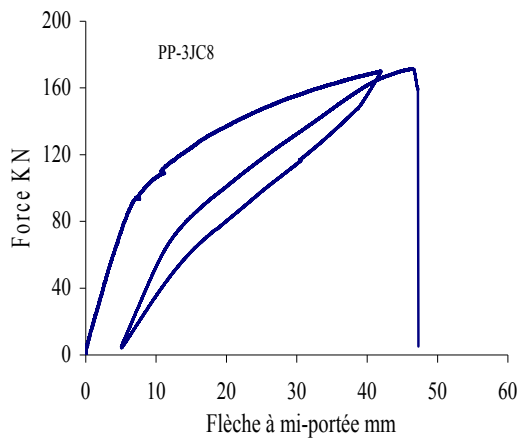


Fig.4.5 Poutre précontrainte par 3 jons carbone

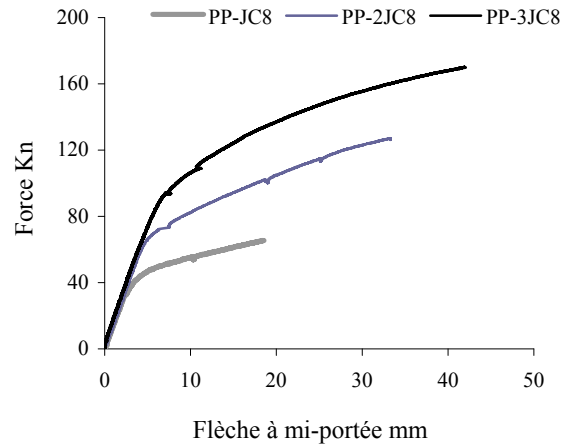


Fig.4.6 Poutre précontrainte par 1, 2 et 3 jons carbone

Toutes les poutres en béton précontraint par des jons carbone présentent un comportement linéaire jusqu'à la charge de fissuration et légèrement non linéaire après fissuration avec une rigidité réduite jusqu'à la rupture. Cette non linéarité est attribuée aux caractéristiques ductiles du BFUP lors de la fissuration (dus aux fibres métalliques). La figure 4.6 montre que la rigidité à la flexion de toutes les poutres est identique avant d'atteindre la charge de fissuration. En dépassant la charge de fissuration la rigidité diminue en fonction du taux de renfort appliqué. On peut aussi observer que la non linéarité augmente avec le taux de renforcement. Ceci peut être également expliqué par la déformation importante développée dans la zone de compression du BFUP (donc comportement ductile en traction et plastification dans la zone de compression). La poutre précontrainte par un jonc carbone (PP-JC8) est conçue pour avoir une rupture en traction du jonc carbone (figure 4.7). Le comportement de cette poutre est presque bilinéaire, ceci étant dû au comportement élastique linéaire du jonc carbone. Avec l'augmentation du taux de renforcement la charge de fissuration et la charge ultime ont augmenté. Au niveau du mode de rupture, on observe une rupture du jonc carbone dans la zone de moment constant (rupture par flexion ; cas des poutres PP-JC8, PP-JCU12 et PP-A12.5) et une rupture par effort tranchant au voisinage des points d'application de la charge (figures 4.8 et 4.9). La rupture par effort tranchant est suivie soit par un cisaillement des jons carbone (cas des poutres PNP-2JC8 et PP-2JC8) soit par un glissement des jons carbone causé par la rupture d'adhérence (cas des poutres PP-JC12 et PP-3JC8). La plupart des poutres testées se sont donc rompues par effort tranchant, aucune armature de cisaillement n'ayant été utilisée.



Fig.4.7 Rupture de la poutre PP-JC8 en flexion par rupture du jonc carbone

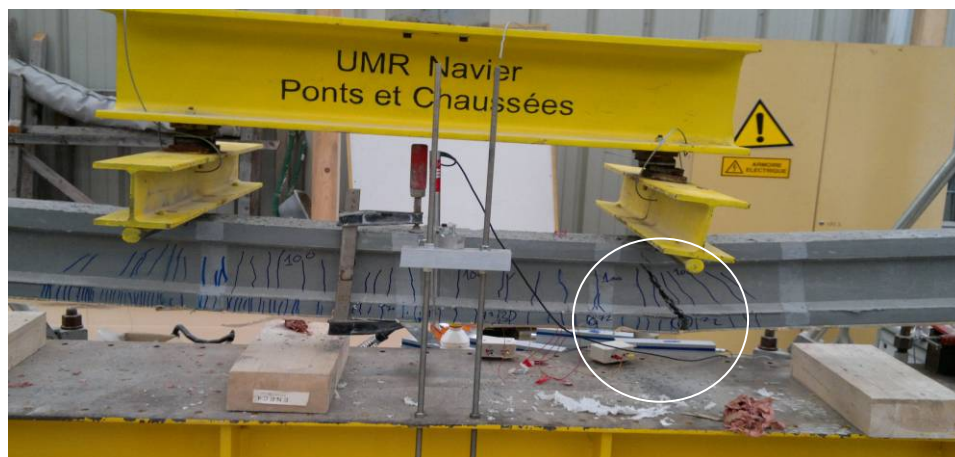


Fig. 4.8 Rupture de la poutre PP-2JC8 par effort tranchant suivie par glissement et cisaillement des joncs



Fig.4.9 Rupture de la poutre PP-3JC8 par effort tranchant suivie par le glissement des jons

Comme il est indiqué dans le tableau 4.1 et les figures 4.3 à 4.5, la flèche résiduelle après le déchargement est de l'ordre de 10% de la flèche à la rupture pour toutes les poutres quelque soit le taux de renforcement. Ceci est dû au comportement élastique des jons carbone ce qui explique qu'une grande partie de l'énergie stockée pendant le chargement a été libérée lors du déchargement. La plupart de fissures s'est fermée lors du déchargement pour la même raison (comportement élastique linéaire des jons carbone) en montrant une rigidité lors du rechargement quasiment identique à la rigidité initiale (ici la rigidité est toujours la pente de la courbe charge flèche).

Les figures 4.10, 4.11 et 4.12 donnent les déformations mesurées dans le béton et les jons PFRC pendant l'essai en fonction de la charge appliquée. Nous observons que les déformations du BFUP à la rupture dépassent 0.2% pour toutes les poutres ce qui indique que le BFUP est déjà plastifié. Les déformations les plus élevées sont égales à 0.284% dans la poutre précontrainte par 3 jons carbone PP-3JC8, 0.23% pour la poutre avec 2 jons carbone PP-2JC8 et enfin 0.21% pour la poutre PP-JC8 (un jonc carbone). L'augmentation du taux de renforcement permet donc d'avoir de la déformation plastique dans le béton mais sans atteindre sa limite ultime (3.5 ‰) car la résistance au cisaillement du béton est déjà atteinte. En ce qui concerne la déformation du jonc carbone, nous observons que l'augmentation de la déformation du jonc due à la force appliquée est très faible avant la fissuration. La valeur de déformation au niveau de la charge de fissuration ne dépasse pas 2 à 3 % de la déformation initiale de précontrainte pour toutes les poutres. Mais, après la fissuration, l'augmentation de la déformation est rapide. La déformation totale mesurée du jonc carbone due à la précontrainte initiale et à la force appliquée juste avant la rupture est de 1.65% pour la poutre PP-JC8 dont la rupture s'est produite au niveau du jonc carbone. Cette valeur dépasse de façon excessive la valeur de la déformation moyenne à la rupture trouvée lors des essais de traction simple sur jons carbone (1.4%). Comme nous n'avons pas observé de glissement du jonc carbone lors de la rupture, cette différence peut être attribuée à une mise en flexion du jonc carbone au niveau de la fissure principale de rupture à mi-travée.

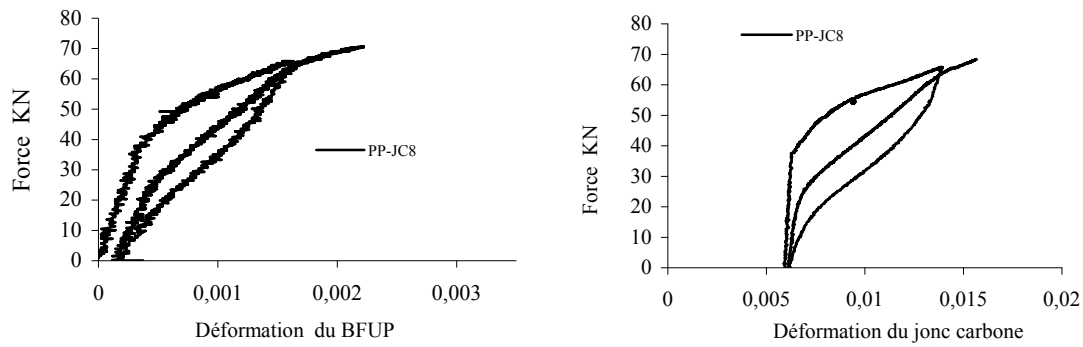


Fig.4.10 Déformation mesurée dans le béton et le jonc carbone de la poutre PP-JC8

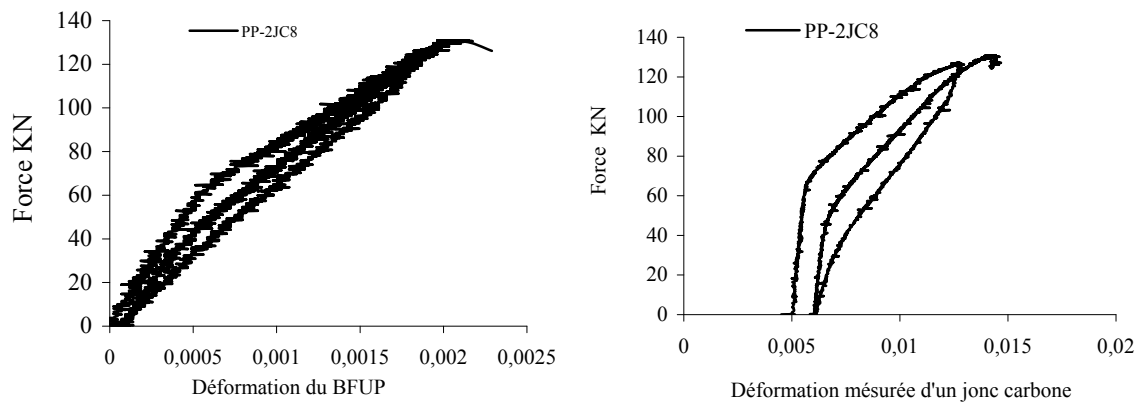


Fig.4.11 Déformation mesurée dans le béton et un jonc carbone de la poutre PP-2JC8

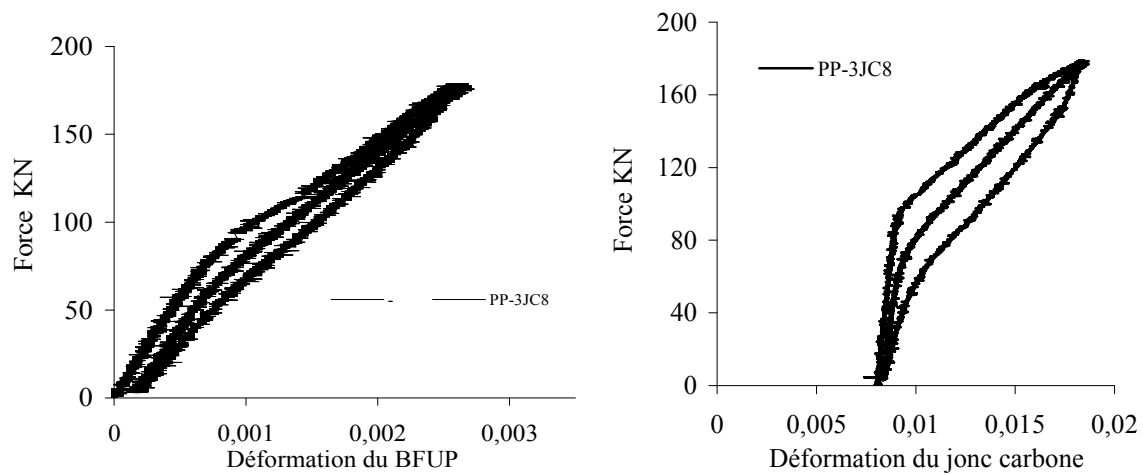


Fig.4.12 Déformation mesurée dans le béton et un jonc carbone de la poutre PP-3JC8

La déformation du jonc carbone mesurée dans la poutre PP-2JC8 dont la rupture s'est faite par effort tranchant est de 1.45%. Les joncs carbone ne se sont pas rompus en traction mais par cisaillement accompagné d'un glissement. Pour la poutre PP-3JC8, à la suite de la rupture par effort tranchant un

grand glissement a été observé ce qui explique le niveau de déformation élevé mesuré (1.85 %). Enfin, lors du cycle charge-décharge les joncs carbone présentent le même comportement de déformation.

4.2.2 Comparaison des poutres précontraintes et non précontrainte :

La figure 4.13 présente une comparaison entre la poutre précontrainte PP-2JC8 précontrainte par deux joncs carbone de 8mm de diamètre et celle non précontrainte PNP-JC12 armée par 2 joncs carbone de 8mm de diamètre. Le but de cette comparaison est de montrer l'avantage de la mise en tension de ce type de renforts. La figure 4.13 montre que les deux poutres ont une rigidité identique avant d'atteindre la charge de fissuration, et que la mise en tension des joncs carbone permet d'augmenter la charge de fissuration de 17.94 à 66.94 KN (≈ 4 fois). On constate également que pour un niveau de charge donné la flèche est beaucoup moins importante pour la poutre précontrainte que pour la poutre non précontrainte.

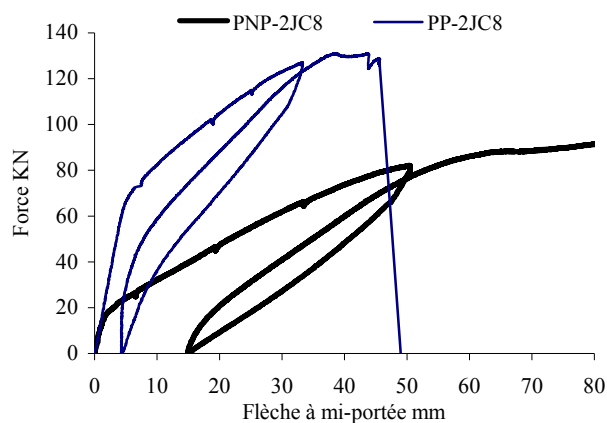


Fig.4.13 Comparaison des poutres armée et précontrainte

Les figures 4.8 et 4.14 présentent le mode de ruine des deux poutres en montrant les fissures au stade de la rupture. Ces fissures sont plus nombreuses dans le cas de la poutre précontrainte avec un espacement moyen et une ouverture des fissures moins importants. Ceci peut être expliqué par le fait que la mise en tension des joncs carbone supprime une partie des déformations élastiques qui sont à l'origine de la flèche élevée et de l'ouverture importante des fissures. On peut conclure qu'aux états limite de service la mise en précontrainte a bien amélioré le comportement de la poutre. Au niveau des états limites ultimes on note également une augmentation de 42% de la valeur de la charge ultime de la poutre précontrainte par rapport à celle de la poutre non précontrainte (129.67 KN vs 91.66 KN). En ce qui concerne la flèche ultime la poutre non précontrainte présente une flèche plus importante de 82%. Lors du déchargement on observe que la flèche résiduelle de la poutre non précontrainte est aussi plus importante (multipliée par 3). Concernant le mode de rupture, les deux poutres ont présenté

la même mode de ruine par effort tranchant. L'un de deux joncs carbone de la poutre précontrainte a glissé juste après la rupture par effort tranchant. Les deux joncs carbone de la poutre non précontrainte n'ont pas glissé après la rupture et se sont rompus en cisaillement sans avoir un effet de goujon comme il est connu dans le béton armé par l'acier. On peut expliquer le glissement du jonc carbone du fait que la longueur de scellement de la poutre précontrainte n'est pas suffisante (elle doit être supérieure à la longueur de développement qui est la somme de la longueur de transfert et la longueur d'adhérence par flexion (voir le chapitre 3)). Les deux ruptures sont de même type mais ne se sont situées dans les mêmes zones de la poutre. La poutre non précontrainte s'est en effet rompue dans la portée de cisaillement (cisaillement pur) avec un angle d'environ 40° , la fissure se propageant dans la semelle supérieure de la poutre pour rejoindre le point d'appui de la charge. Pour la poutre précontrainte la rupture s'est produite sous le point d'appui de la charge avec angle de 70° (rupture commune flexion-effort tranchant). Cette différence dans la rupture est due à l'effet de la mise en tension des joncs carbone qui a légèrement augmenté la résistance à l'effort tranchant de la poutre.



Fig.4.14 Rupture de la poutre PNP-2JC8 par effort tranchant suivie par cisaillement des joncs

4.2.3 Comparaison avec les poutres précontraintes par du toron d'acier

Une comparaison entre le diagramme charge flèche de la poutre précontrainte par un jonc carbone de 12 mm de diamètre (PP-JC12) et celles par un toron d'acier 12.5 mm de diamètre (PP-A12.5) est donné dans la figure 4.15.

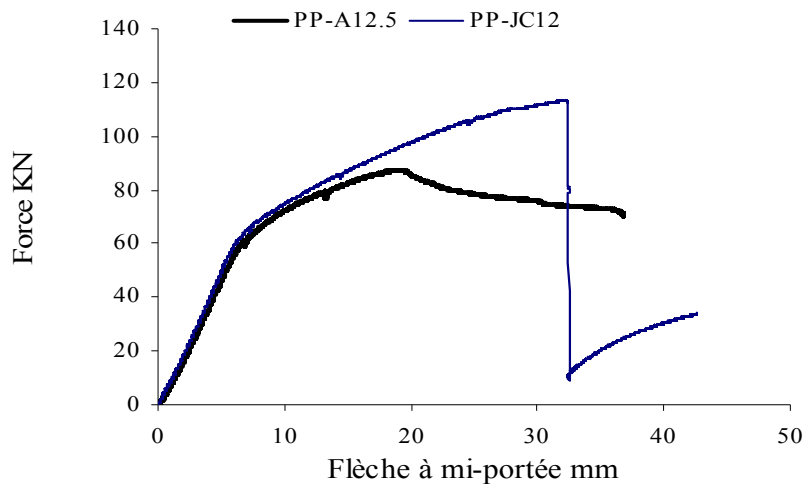


Fig.4.15 Comparaison des poutres précontraintes par jonc carbone et toron enacier

4.2.3.1 Relation charge -flèche

En général, la poutre PP-JC12 a une rigidité équivalente à la poutre PP-A12.5 avant fissuration. On peut distinguer trois phases sur la courbe charge-flèche de la poutre PP-A12.5 : 1) Phase élastique linéaire (avant fissuration): La charge appliquée n'entraîne pas la fissuration du béton tendu et la déformation du toron n'a pas beaucoup augmentée. Cette phase s'achève lorsque la contrainte en traction à la fibre inférieure la plus tendue atteint la résistance en traction du béton et l'apparition des fissures peut avoir lieu. 2) phase non linéaire entre le début de fissuration du béton et le début de la plastification de l'acier : La fissuration commence dans les sections les plus sollicitées (zone de flexion pure). La rigidité diminue au fur et à mesure de l'apparition des fissures. Cette phase s'achève lorsque le toron d'acier commence à se plastifier. 3) Phase de la plastification des aciers tendus jusqu'à la rupture: le toron d'acier est plastifié. Le béton dans la zone du moment constant se déforme en compression avec l'augmentation de la charge, mais, il se déforme avec une vitesse de déformation plus faible que celle du toron en acier qui se déforme considérablement jusqu'à atteindre sa valeur limite de rupture (3.5%). Cette plastification d'acier conduit à une flèche très importante avant la rupture. Sur la courbe charge flèche de la poutre PP-JC12 on remarque la disparition de la phase de plastification (palier de plasticité de l'acier). Au-delà de la fissuration du béton, le jonc carbone reprend les efforts de traction. En effet, le comportement élastique linéaire du jonc carbone jusqu'à la rupture doit apparaître sur la phase après fissuration en donnant un comportement global bilinéaire mais le comportement ductile du BFUP en traction et la déformation plastique en compression explique ce non linéarité. Le tableau 4.1 montre que les deux poutres ont une charge de fissuration quasi identique.

Après fissuration, la rigidité des poutres PP-JC12 est de 10 % supérieure à celle des poutres en acier (ici la rigidité est la pente de courbe charge-flèche). Cette différence de rigidité des poutres est attribuée à la raideur EA (E : module d'Young du renfort, A section du renfort) relativement élevée du jonc carbone de 10% supérieure à celle du toron d'acier. Par conséquent, la flèche de la poutre PP-A12.5 avant la plastification du toron en acier est plus élevée. Après la plastification du toron en acier la flèche augmente rapidement sans augmentation de la charge appliquée jusqu'à la rupture du toron en acier dans la zone de flexion pure (figure 4-16). Alors que pour la poutre PP-JC12 la flèche augmente avec une augmentation simultanée de la charge appliquée jusqu'à la rupture. La rupture se fait par effort tranchant à proximité d'un point d'application de la charge et est suivie du glissement du jonc carbone (figure 4.17). La charge ultime de la poutre PP-JC12 est 30 % plus élevée que celle de la poutre PP-A12.5 alors que la flèche ultime est 12.3% plus élevée pour la poutre PP-A12.5.

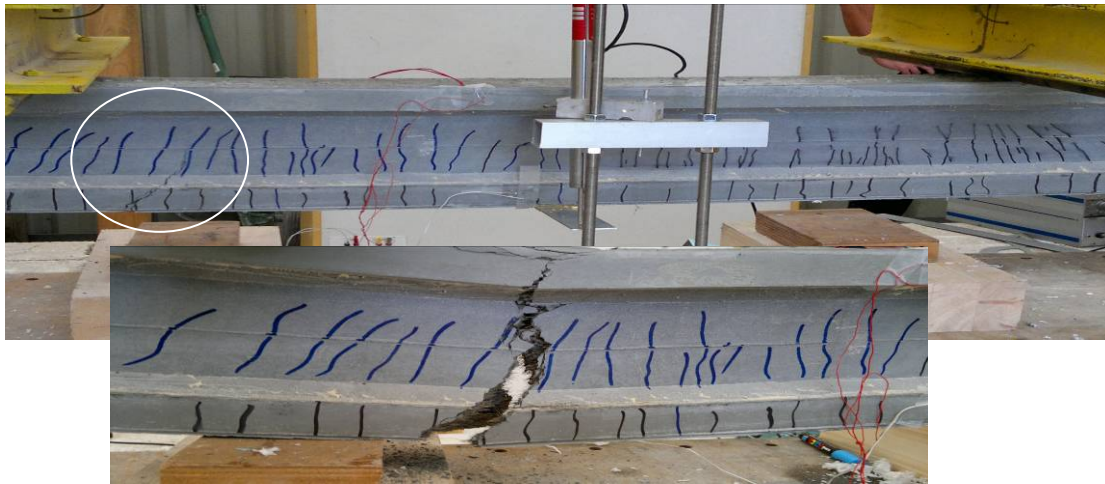


Fig.4.16 Rupture du toron en acier de la poutre PP-A12.5



Fig.4.17 Rupture de la poutre PP-JC12 par effort tranchant

4.2.3.2 Comportement à la fissuration

Lorsque la contrainte principale de traction atteint la résistance du BFUP en traction, les fissures apparaissent en générant un comportement non linéaire. Plusieurs types de fissures peuvent être observés: 1) fissures dues à la flexion pure (sont perpendiculaires à l'axe de la poutre) ces fissures sont contrôlées par le renfort de la précontrainte et les fibres du béton d'un côté et par la zone comprimée du béton d'autre côté. L'ouverture augmente avec la charge appliquée et la largeur peut atteindre 5 à 8 mm à la rupture. 2) fissures qui apparaissent en dehors de la zone de moment constant. Ces fissures sont, soit des fissures diagonales apparaissant indépendamment ou bien le prolongement des fissures de flexion avec une inclinaison comprise entre 40° et 70° . La présence des fibres dans le béton a permis d'avoir des réseaux de fissures très denses et une distribution uniforme dans la zone tendue (jusqu'à un certain niveau de charge) en donnant une résistance supplémentaire post-fissuration à la traction.

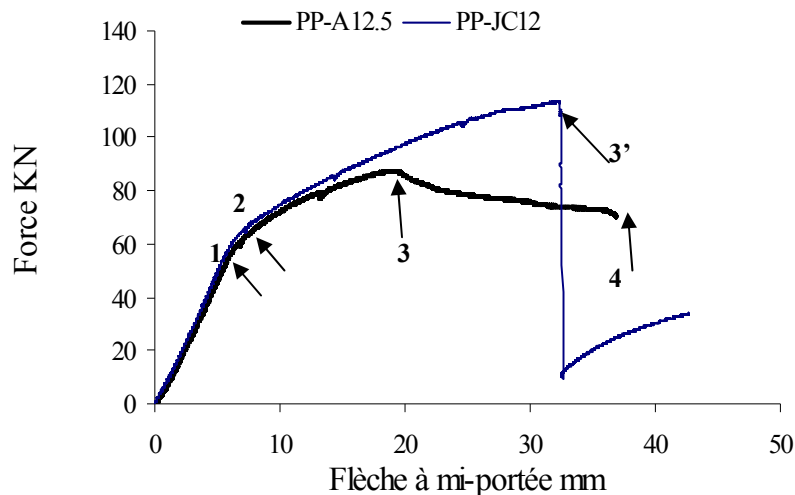


Fig.4.18 Comparaison des poutres précontrainte par jonc carbone et toron en acier

Nous reprenons sur la figure 4.18, le même diagramme charge-flèche de la figure 4.15, en distinguant 4 phases de fissuration pour la poutre PP-A12.5 et trois pour la poutre PP-JC12. Dans la première phase linéaire (0-1) le comportement est linéaire pour les deux poutres et il n'y a pas de fissuration. Dans la phase non linéaire (1-2) les deux poutres font apparaître un réseau serré de fissures fines verticales dans la semelle inférieure. Ceci est dû à la force de précontrainte. Les premières fissures des deux poutres sont apparues dans la zone de moment constant et l'apparition des fissures est non simultanée. Aucune fissure n'a été observée dans la portée de cisaillement. Les extrémités de la fissure restent longtemps confinées, ce qui provoque une multi-fissuration parallèlement à cette fissure. La charge à la fissuration est presque identique pour les deux poutres (d'environ 60 kN). La troisième phase (2-3) représente la stabilisation des fissures. Nous avons noté l'évolution des fissures dans cette

phase en effectuant plusieurs pauses dans le chargement. Les cartes de fissuration obtenues sur la poutre sont présentées dans les figures 4.16 et 4.17. On constate qu'il n'y a pas beaucoup de nouvelles fissures qui apparaissent au-delà de 90 kN pour la poutre PP-JC12 et de 80 kN pour la poutre PP-A12.5. Dans cette phase, nous n'observons que la montée et l'accroissement de l'ouverture des fissures qui atteignent la semelle supérieure de la poutre. Le tableau 4.2 donne l'évolution des fissures jusqu'à la rupture.

La poutre PP-JC12 présente un réseau régulier de fissures avec un espacement moyen de 70 mm. Les fissures d'effort tranchant se sont propagées et leur ouverture est bien visible. La fissure d'effort tranchant sous le point d'application de la charge dans la figure 4.17 s'ouvre progressivement plus que les autres ce qui correspond à la chute de charge sur le diagramme charge - flèche. Les fissures principales sont cousues par les fibres. Ceci explique la ductilité observée. Le pic de charge est atteint pour une ouverture de fissure maximum de largeur comprise entre 5 et 8 mm. La fissure s'est rapidement propagée dans la semelle supérieure (la table de compression) séparant la poutre en deux blocs. Seul le jonc carbone a permis la couture de cette fissure. Un glissement du jonc carbone a été observé à la suite de cette rupture par effort tranchant dû à l'augmentation des contraintes dans le jonc carbone à travers de la fissure. La poutre PP-JC12 compte 7 fissures principales à la rupture de poutres dont deux dues à l'effort tranchant sous les points d'application de la charge et cinq fissures dans la zone de flexion pure avec un espacement moyen de 150 mm. Cette rupture ne peut pas être qualifiée de brutale comme le montre la figure 4.17, ce qui confirme la capacité des fibres à contrôler la fissuration d'effort tranchant. Dans cette phase de stabilisation des fissures et, pour un niveau de charge juste avant la plastification du toron en acier, la poutre PP-A12.5 a montré un comportement à la fissuration presque semblable à celui de la poutre PP-JC12 (espacement moyen et ouverture de fissures presque identiques).

La dernière phase (3-4) de la poutre PP-A12.5 représente la phase de plastification du toron en acier pour laquelle la déformation augmente rapidement conduisant à l'ouverture de fissures plus importante. A partir d'une ouverture de fissure de 3 mm, les fibres ne contrôlent plus la fissuration qui se propage dans la zone de compression. À l'état ultime, la poutre PP-A12.5 comporte 11 fissures avec un espacement moyen de 100 mm. L'espacement et l'ouverture des fissures à la rupture sont donc moins importants dans la poutre PP-A12.5 que dans la poutre PP-JC12. Ceci peut être expliqué par le fait que la résistance d'adhérence est plus élevée dans le cas du toron en acier.

La mesure des déformations dans les deux poutres PP-JC12 et PP-A12.5 montre que dès que la phase de fissuration commence, les déformations du renfort (jonc PFRC ou toron en acier) de précontrainte augmentent rapidement avec l'augmentation de la charge appliquée (figures 4.19 et 4.20).

Charge/ charge ultime	PP-JC12		PP-A12.5	
	Espacement moyen mm	Ouverture mm	Espacement moyen mm	Ouverture mm
70%	Réseau serré < 20	0	Réseau serré < 20	0
80%	Réseau régulier 70	< 0.5	Réseau régulier 50	< 0.5
90%	150	1.5	100	1
95%	150	5-8	100	3

Tableau 4.2 Évolution des fissures jusqu'à la rupture

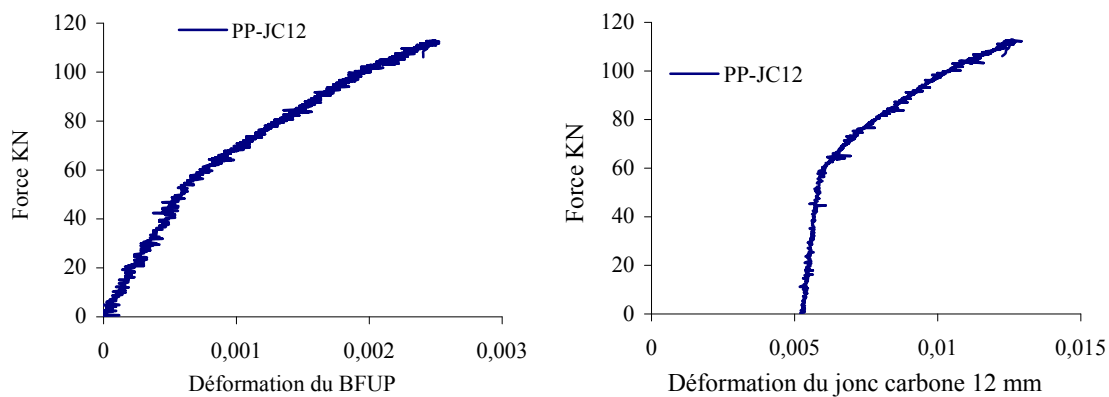


Fig.4.19 Déformation mesurée dans le BFUP et le jonc carbone 12mm

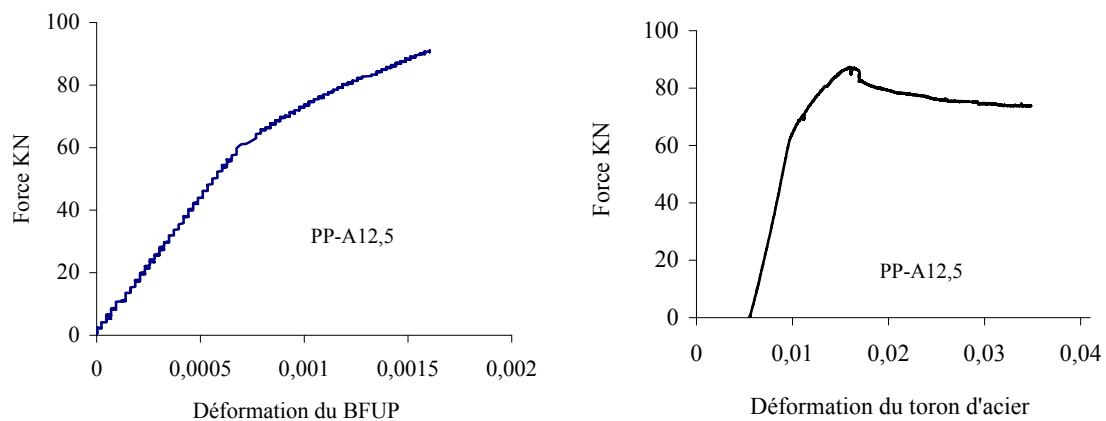


Fig.4.20 Déformation mesurée dans le BFUP et le toron en acier 12.5mm

Lors de la plastification du toron d'acier, il ne peut y avoir augmentation du moment résistant interne causé par l'augmentation de la charge appliquée que si la hauteur du bras de levier augmente, et ce en diminuant la hauteur de la zone de compression (l'axe neutre continue à se déplacer vers la zone de compression jusqu'à la rupture du toron d'acier). Dans le cas du jonc carbone, l'augmentation du

moment résistant interne provient de l'augmentation de la force de traction résultante due à l'augmentation des déformations élastiques du jonc carbone. La position de l'axe neutre reste donc presque stationnaire jusqu'à la rupture par effort tranchant suivie par le glissement du jonc. Cette remarque est en accord avec celles de Masmoudi et al. (1998) et Abdelrahman (1995). Les déformations mesurées du BFUP juste avant la rupture à mi-portée sont égales à 0.17 % et 0.25% respectivement pour les poutres PP-A12.5 et PP-JC12 (figures 4.33 et 4-34) alors que les déformations du renfort de précontrainte sont égales à 3.5% et 1.26% respectivement pour les poutres PP-A12.5 et PP-JC12. Après enlever les valeurs initiales de déformation dues à la précontrainte on trouve que la hauteur de l'axe neutre est égale à 10 mm et 45.5 mm respectivement pour les poutres PP-A12.5 et PP-JC12 (voir chapitre 5).

4.2.3.3 Comparaison avec la poutre précontrainte par jonc carbone usiné

La figure 4.21 montre la réponse charge-flèche obtenue pour la poutre précontrainte par un jonc carbone usiné de diamètre 12 mm (PP-JCU12) et pour la poutre précontrainte par un jonc carbone lisse de diamètre 12 mm (PP-JC12).

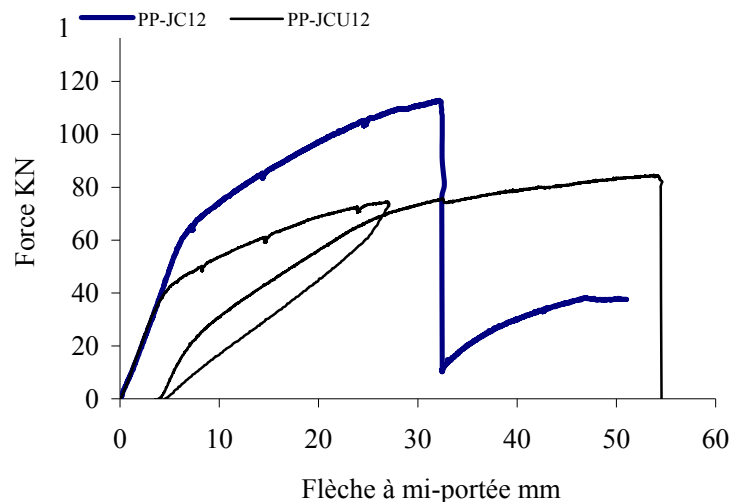


Fig.4.21 Effet de l'usinage des joncs carbone sur la réponse charge-flèche des poutres précontraintes

La rigidité avant fissuration reste la même pour les deux poutres. La charge à la fissuration de la poutre PP-JCU12 est de 38.28 KN qui est de 39% inférieure à celle de la poutre PP-JC12. La rigidité après fissuration est plus élevée pour la poutre PP-JC12 car la force de précontrainte est plus élevée. On observe sur la figure 4.21 que la flèche de la poutre PP-JC12 après fissuration augmente rapidement avec l'augmentation de charge jusqu'à la rupture par effort tranchant tandis que la poutre

PP-JCU12 montre un comportement plus ductile jusqu'à la rupture par flexion par rupture du jonc carbone. La charge ultime est de 84.22 KN et 112.7 KN respectivement pour les poutres PP-JCU12 et PP-JC12 (charge inférieure de 25.3% avec le jonc usiné) alors que la flèche à la rupture est 40% plus élevée pour la poutre PP-JCU12. Aucun glissement n'a pas été enregistré lors de rupture de la poutre PP-JCU12. Le comportement ductile de la poutre PP-JCU12 est semblable à celui de la poutre PP-A12.5 (toron acier). Ce comportement est dû au comportement du BFUP post-fissuration et à la bonne adhérence du jonc carbone usiné. La poutre PP-JCU12 montre un espacement moyen de fissures plus petit pour que celui observé sur la poutre PP-JC12. La figure 4.22 montre la rupture en flexion par rupture du jonc carbone à mi-portée. On constate que l'utilisation des jons usinés pour la précontrainte permet d'améliorer la ductilité à la rupture mais en contre partie réduit la capacité de la poutre à la flexion et ceci à cause de la perte de section lors de l'usinage.



Fig.4.22. Rupture de la poutre PP-JCU12 en flexion

4.2.4 Effet du traitement thermique

4.2.4.1 Poutre précontrainte par toron en acier

L'objectif du traitement thermique (TT) est d'obtenir une résistance mécanique plus élevée à court terme et de supprimer les déformations différées qui sont à l'origine des pertes de la précontrainte à long terme. Ces déformations sont principalement dues au retrait et au fluage du béton. Nous rappelons que pour notre étude le traitement thermique a été réalisé en portant les poutres à une température de 90°C « à sec ». (Voir le chapitre 3).

Trois poutres précontraintes ont été chauffées, une précontrainte à l'aide d'un toron d'acier (PP-A12.5TT), une autre avec un jonc carbone de diamètre 8 mm (PP-JC8TT) et la dernière avec 3 jons carbone de diamètre 8 mm (PP-3JC8TT). Le comportement de ces poutres avec traitement thermique a été comparé à celui obtenu pour des poutres semblables n'ayant pas été soumises à un traitement thermique.

La figure 4.23 présente les courbes charge-flèche obtenues pour la poutre PP-A12.5TT et la poutre PP-A12.5 (sans traitement thermique). Nous n'observons pas de différence importante dans le comportement global obtenu (charge – flèche) pour les deux poutres.

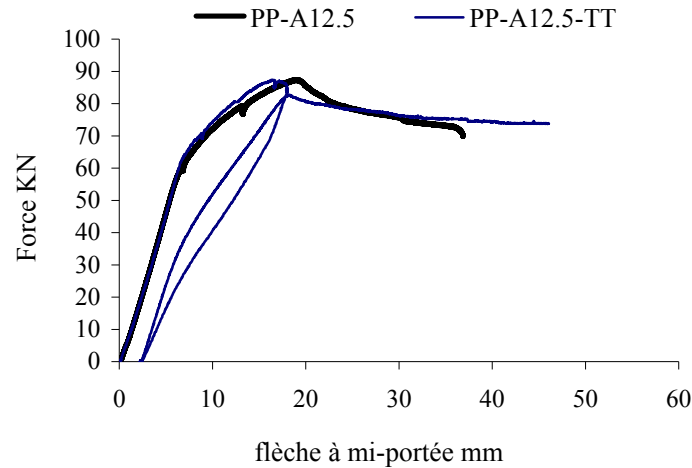


Fig.4.23 Comportement des poutres précontraintes par toron acier avec et sans TT

La rigidité avant fissuration est la même avec une charge de fissuration plus élevée (8%) en faveur de la poutre traitée thermiquement. Ceci peut être expliqué par l'augmentation de la résistance en traction du BFUP suite au traitement thermique et explique également la faible différence de rigidité après fissuration. La poutre traitée thermiquement présente d'autre part un nombre de fissures à la rupture moins important et un espacement moyen et des largeurs d'ouverture des fissures plus importants par comparaison à la poutre PP-A12.5. On observe aussi pour la poutre traitée thermiquement une absence de fissures d'effort tranchant au voisinage des points d'application de la charge, fissures présentes pour la poutre non traitée thermiquement (PP-A12.5) avant la rupture par flexion. Ceci peut être attribué à l'amélioration par le traitement thermique de la résistance au cisaillement du BFUP. La figure 4.24 montre la rupture de la poutre traitée thermiquement PP-A12.5TT en flexion pure à mi-travée. Les charges à la rupture sont quasiment identiques alors que la flèche de la poutre traitée thermiquement est la plus élevée (25%). Cette augmentation de la flèche à la rupture indique qu'il y a eu des pertes de précontrainte provoquées par le traitement thermique du BFUP dites pertes thermiques. Donc le gain de la résistance du BFUP est accompagné d'une perte thermique et par conséquent la capacité de la poutre précontrainte PP-A12.5 n'a pas significativement amélioré. On peut conclure qu'à court terme le traitement thermique n'a pas d'influence sur le comportement global de la poutre précontrainte PP-A12.5 qui présente un taux de renforcement relativement bas car la rupture des poutres résulte dans les deux cas de la rupture en traction du toron en acier.

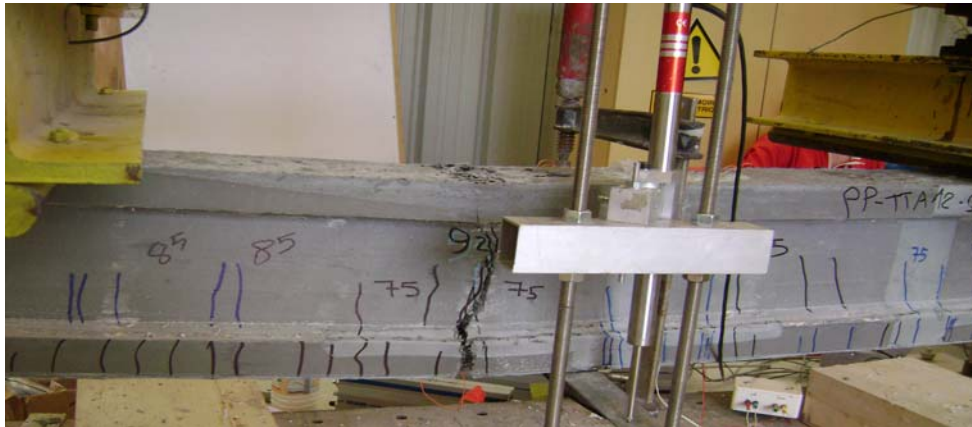


Fig.4.24 Rupture de la poutre PP-A12.5TT

4.2.4.2 Poutre précontrainte par un jonc carbone 8 mm

La figure 4.25 présente les courbes charge-flèche obtenues pour la poutre précontrainte avec un jonc carbone traitée thermiquement (PP-JC8TT) et la même poutre non traitée (PP-JC8). La rigidité avant fissuration reste la même pour les deux poutres (mêmes observations que pour les poutres précontraintes par un toron en acier). D'autre part, la charge de fissuration reste identique alors que la rigidité après fissuration est moins importante pour la poutre avec traitement thermique (PP-JC8TT). Ceci indique que le gain de résistance du BFUP est accompagné d'une perte thermique plus prononcée pour le jonc carbone que pour le toron en acier. Cette perte de précontrainte est de l'ordre de 40% de la précontrainte initiale (déformation mesurée à l'aide de jauges de déformation collées sur le jonc). La charge à la rupture est identique pour les deux poutres mais, la flèche de la poutre traitée thermiquement est plus élevée (45%). Cette augmentation de la flèche est due à la perte partielle d'adhérence entre le jonc carbone et le BFUP ce qui est confirmé par le glissement du jonc carbone mesuré à l'extrémité de la poutre avant la rupture de la poutre. Le mode de rupture de la poutre reste cependant causé par rupture du jonc carbone. La poutre avec TT montre une fissure inclinée à la rupture (environ 70°) proche du point d'application de la charge (figure 4.26). On peut dire que cette fissure inclinée traduit une rupture mixte par flexion et effort tranchant. L'espacement et l'ouverture des fissures à la rupture sont plus élevés dans le cas de la poutre PP-JC8TT. Ceci est dû à la perte significative de précontrainte.

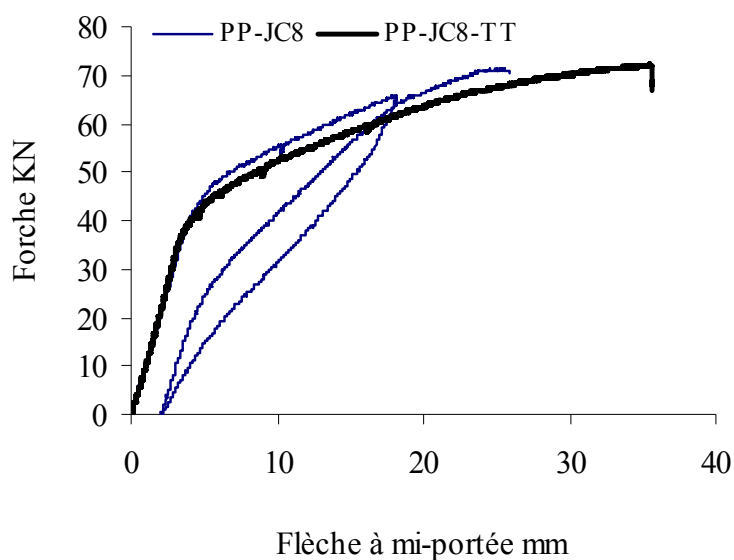


Fig.4.25 Effet du TT pour une poutre précontrainte par un jonc carbone



Fig.4.26 Rupture de la poutre PP-JC8TT

4.2.4.3 Poutre précontrainte à l'aide de trois joncs carbone 8 mm

Le comportement global de la poutre PP-3JC8TT et celui de la poutre PP-3JC8 sont reportés sur la figure 4.27. La déformation des joncs carbone mesurée directement à la fin du traitement thermique (jauges de déformation collées sur les trois joncs lors de la mise en tension) a montré une perte de la précontrainte de l'ordre 50% de la précontrainte initiale.

La rigidité avant fissuration est identique pour les deux poutres mais la charge de fissuration a diminuée de 20% suite au traitement thermique. Ceci indique que la perte de résistance thermique n'est pas compensée par le gain de résistance par traitement thermique du BFUP. D'autre part, des

fissures sont apparues dans la zone de portée en cisaillement au voisinage des points d'application de la charge ce qui montre le rôle important de la force de précontrainte dans l'augmentation de résistance à l'effort tranchant de la poutre. La poutre non traitée thermiquement présente une charge à la rupture plus importante (30%) que la poutre traitée thermiquement.

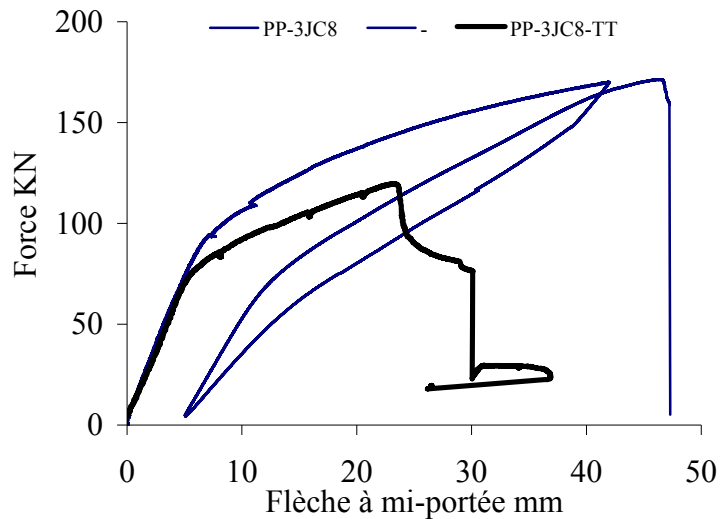


Fig.4.27 Effet du TT pour une poutre précontrainte par trois joncs carbone

La rupture de la poutre PP-3JC8TT s'est produite dans la zone de portée d'effort tranchant à une certaine distance du point d'application de la charge comme le montre la figure 4.28. Cette rupture est suivie par un glissement important des joncs carbone. Le glissement des joncs carbone a commencé à des niveaux de charge beaucoup plus bas en comparaison avec la poutre sans traitement thermique ce qui montre l'effet négatif du traitement thermique sur l'adhérence des joncs carbone. Cette perte d'adhérence vient de la différence entre les coefficients de dilatation thermique latérale du jonc carbone et du BFUP (le coefficient de délation du jonc est 23.10^{-6} dans le sens latéral et $0.3.10^{-6}$ dans le sens longitudinal alors qu'il est de 11.10^{-6} pour le BFUP dans les deux sens).

On peut conclure que les poutres précontraintes avec un faible taux de renforcement (dont la ruine s'est produite par rupture du renfort de précontrainte telle que les poutres PP-JC8 et PP-A12.5) le traitement thermique n'a pas apporté d'amélioration sur la résistance à la rupture des poutres. En effet, la capacité à la flexion est liée directement à la résistance à la traction du renfort de précontrainte. Dans le cas de la poutre PP-3JC8 (taux de renforcement plus élevé) le traitement thermique a diminué la capacité portante de la poutre en flexion. En cause, une perte thermique de la précontrainte importante et également une perte d'adhérence causée par des coefficients de dilatation thermique du BFUP et des joncs PFRC différents.

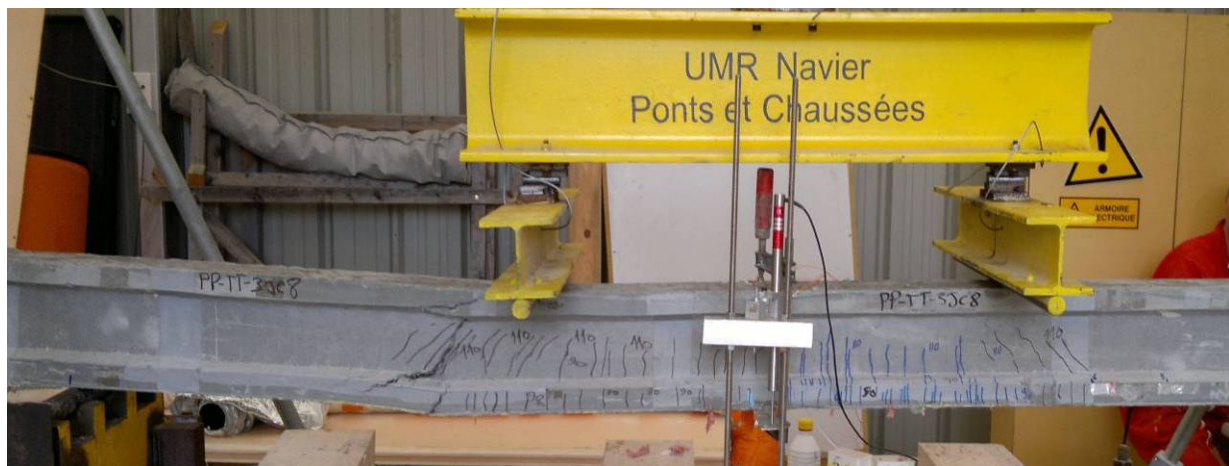


Fig.4.28 Rupture de la poutre précontrainte par 3 joncs carbone avec TT (PP-3JC8-TT)

4.3 Ductilité (ou déformabilité) des poutres précontraintes

Comme nous l'avons mentionné dans l'étude bibliographique (chapitre 1), une des principales préoccupations dans la conception de poutres en béton précontraint avec des renforts en PRF est le manque de ductilité en raison du comportement élastique linéaire jusqu'à la rupture des PRF. La définition conventionnelle de l'indice de ductilité ne peut donc pas être utilisée efficacement pour les éléments seulement renforcés à l'aide de PRF, car, les renforts en PRF ne présentent pas de plastification. La déformabilité est nécessaire pour fournir un avertissement de la ruine imminente de la structure et la ductilité est évidemment exigée pour soutenir de grandes déformations inélastiques avant rupture. Dans notre étude l'utilisation du BFUP est considérée comme une manière d'améliorer la ductilité des poutres précontrainte à la rupture.

Un certain nombre de définitions alternatives de la ductilité ont été proposées dans la littérature (parfois en termes de déformabilité):

- Abdelrahman et al. (1995) ont proposé un critère de déformabilité qui s'appuie sur les déformations équivalentes de la section non fissurée et des déformations à l'état ultime. L'indice de déformabilité est défini comme suit:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_2}{\Delta_1} \quad \text{éq.4-1}$$

Où Δ_1 est la flèche équivalente de la poutre non fissurée à une charge égale à la charge ultime et Δ_2 est la flèche de la poutre à la rupture (voir figure 4.29).

- Naaman et al. (1995) ont proposé un indice de la ductilité basé sur le concept d'énergie, comme indiqué dans l'équation suivante :

$$\mu = \frac{1}{2} \left(\frac{E_{tot}}{E_{el}} + 1 \right) \quad \text{éq.4-2}$$

E_{tot} est l'énergie totale calculée comme l'aire sous la courbe charge- flèche à la charge de rupture,
 E_{el} est l'énergie élastique correspondant à la surface d'un triangle formée après le déchargement de la charge de rupture.

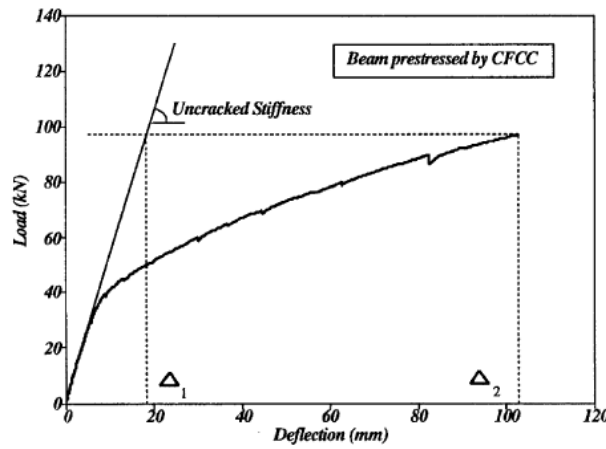


Fig. 15—Proposed method for member ductility evaluation of concrete beams prestressed by FRP.

Fig.4.29 référence (Abdelrahman et al. (1995))

-Dolan et al (1996) ont proposé une formule pour calculer l'indice de déformabilité basée sur les grandeurs calculées lors du dimensionnement. Cette formule a été adoptée par le comité américain du béton ACI440.4R-04 et par le code Canadien (CSA 2000) :

$$DI = \frac{1 - K}{\left(1 - \frac{\alpha}{d\beta_1} \right)} \frac{\varepsilon_{pu}}{\varepsilon_{ps}} \quad \text{éq.4.3}$$

$$\text{Avec} \quad k = \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n, \quad \alpha = \frac{\rho \cdot d \cdot f_{pu}}{0.85 f'_c}, \quad n = \frac{E_p}{E_b},$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.00725 \cdot (f'_c - 27.5) > 0.65,$$

Où :

k est le rapport de la hauteur de l'axe neutre à la hauteur effective de la section (x/d)

ρ est aux du renforcement (A_p/A)

n est le module d'équivalence, E_p , E_b sont les modules d'Young du renfort en PRF et du béton.

β_1 est le rapport de la hauteur de rectangle du béton en compression à la hauteur de l'axe neutre (a/x)

ε_{pu} est la déformation à la rupture du renfort en PRF

ε_{ps} est la déformation à la charge de service qui peut considérer la déformation correspondant à la précontrainte effective ε_{pe} .

- Mufti et al. (1996) et le code Canadian Highway Bridge Design (CHBD2000) ont proposé un indice général de déformabilité en considérant que la limite de service est déterminée par une déformation du béton en compression égale à 0.001.

$$\mu_M = \frac{\varphi_u}{\varphi_{0.001}} \frac{M_u}{M_{0.001}} \quad \text{ou} \quad \frac{\delta_u}{\delta_{0.001}} \frac{P_u}{P_{0.001}} \quad \text{éq.4.4}$$

$M_{0.001}$ et $\varphi_{0.001}$ sont le moment fléchissant et la courbure correspondant à une déformation en compression du béton égale à 0.001.

M_u , φ_u sont le moment fléchissant et la courbure à la charge ultime. Notons que la courbure peut être

calculée par : $\varphi = \frac{\varepsilon_p + \varepsilon_b}{d}$ (ε_p et ε_b sont les déformations mesurées dans le renfort et le béton

données dans les figures ci-dessus)

$P_{0.001}$ et $\delta_{0.001}$ représentent la charge et la flèche pour une déformation du béton de 0.001.

P_u et δ_u représentent la charge ultime à la rupture et la flèche correspondantes.

- Patrick et al. (2003) ont proposé une formule simple de déformabilité en utilisant la flèche calculée à la charge de fissuration et charge ultime.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_{cr}} \frac{M_u}{M_{cr}} \quad \text{éq.4-5}$$

M_{cr} , Δ_{cr} sont le moment fléchissant et la flèche correspondant à la charge de fissuration.

M_u , Δ_u sont le moment fléchissant et la flèche à la charge ultime.

Le tableau 4.2 résume les indices de ductilité et déformabilité des poutres étudiées en utilisant ces différents modèles. Notons ici que des poutres ont été déchargées avant la rupture pour estimer les composantes élastique et inélastique de l'énergie.

poutre	Δ_1	$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_2}{\Delta_1}$	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_{cr}} \frac{M_u}{M_{cr}}$	$\frac{P_{0.001}}{\delta_{0.001}}$	$\mu_M = \frac{\delta_u}{\delta_{0.001}} \frac{P_u}{P_{0.001}}$	$DI = \frac{1-K}{1-\frac{\alpha}{d\beta_1}} \frac{\varepsilon_{pu}}{\varepsilon_{ps}}$	E tot E el	$\mu = \frac{1}{2} \left(\frac{E_{tot}}{E_{el}} + 1 \right)$
PP-JC8	7.1	4.05	11,66	57.32 11.66	4,19	1,73	1474.2 944.1	1.281
PP-JC8TT	6.5	6.56	20,37	57.62 16.35	4,56	2,72	- -	-
PP-2JC8	10.1	4.5	16,9	84.97 11	8,03	1,78	4146.5 2678.9	1.274
PNP-2JC8	11.1	7.54	197,12	46.58 18.4	23,03	19,54	4447.1 3112.3	1.21
PP-3JC8	12.7	3.68	12,39	99 8.6	9,99	1,90	5545.6 3536.6	1.285
PP-3JC8TT	12.3	2.16	5,6	93 12.68	3,38	4,84	- -	-
PP-JC12	11.4	2.8	9,37	70 8.6	6,84	2,08	- -	-
PP-JC12U	9.92	5.47	26,47	64.73 16.88	7,07	2,10	3134.7 2094.1	1.25
PP-A12.5	9.48	3.89	8,4	74 10	5,42	1,64	- -	-
PP-A12.5TT	9.33	4.96	9,1	76.57 8.84	7,09	1,95	3192.8 1483.6	1.57

Tableau 4.3 indice de ductilité ou déformabilité calculé par différentes formules

On peut voir dans le tableau 4.3 que la poutre non précontrainte (PNP-2JC8) présente une déformabilité beaucoup plus importante que celle de la poutre PP-2JC8. Cela indique que la mise en précontrainte réduit la capacité des poutres à se déformer avant la rupture. Alors que les deux poutres ont un indice de ductilité basé sur le concept d'énergie (équation 4.2) très proche. La raison est que l'énergie stockée dans les poutres précontraintes joncs carbone est essentiellement élastique à cause du comportement linéaire élastique des joncs carbone et est indépendante du niveau de précontrainte. La formule proposée par Abdelrahman et al. (1995) donne une valeur de l'indice de déformabilité raisonnable pour la poutre non précontrainte par rapport aux autres formules qui donnent une valeur surestimée.

Comme le montre le tableau 4.3 (dernière colonne), les poutres précontraintes par des joncs carbone ont un indice de ductilité pratiquement identique (de 1.25 à 1.285) indépendant du taux de renforcement et du mode de rupture. En comparant la poutre précontrainte par jonc carbone usiné de diamètre 12mm (PP-JCU12) et la poutre précontrainte par toron en acier (PP-A12.5TT), les deux poutres ayant le même mode de rupture par flexion, on trouve que la poutre PP-A12.5TT possède un indice de ductilité plus élevé (de l'ordre de 25%). Cette différence est évidemment due à la plastification du toron en acier. Par contre, la déformabilité des deux poutres calculée suivant les différentes formules proposées est presque identique. Lorsque l'on compare les poutres PP-A12.5 et PP-JC12 en utilisant la formule d'Abdelrahman et al. (1995) on trouve que la déformabilité de la poutre PP-JC12 est moins importante que celle de la poutre PP-A12.5 alors que les autres formules montrent un résultat inverse.

Le traitement thermique des poutres dont la rupture s'est produite par rupture du renfort de précontrainte a permis d'obtenir plus de déformabilité (poutres PP-JC8TT et PP-A12.5TT). Les deux formules proposées par Mufti et al. (1996) et Dolan et al. (1996) (colonnes 6 et 7 du tableau 4.3) indiquent que la déformabilité augmente avec le taux de renforcement alors que les formules d'Abdelrahman et al. (1995) et Patrick et al. (2003) montrent que cette déformabilité diminue lorsque le taux de renforcement augmente de 0.68% (2 joncs 8mm) à 1% (3 joncs 8mm). Enfin, toutes les formules proposées, sauf celle de Dolan et al (1996), montrent que la poutre précontrainte avec 2 joncs carbone de diamètre 8 mm (PP-2JC8) a une déformabilité plus importante que celle de la poutre avec un jonc carbone de 12mm de diamètre (PP-JC12). Il convient de souligner que ces deux poutres ont la même force de précontrainte (≈ 140 KN).

4.4 Conclusions

Une étude expérimentale a été menée pour étudier le comportement des poutres en BFUP précontraintes par des joncs carbone et des torons en acier sans d'armature de cisaillement. Les résultats des essais démontrent les bonnes performances du BFUP précontraint sans acier, tant au niveau de la charge de service qu'au niveau de la résistance ultime. Les conclusions suivantes sont tirées:

- Les poutres précontraintes avec des torons en acier et des joncs PFRC ont un comportement globalement similaire, ce qui confirme la capacité des joncs carbone à remplacer les torons en acier.
- La rupture de la plupart des poutres s'est produite par effort tranchant à cause de l'absence d'armature au cisaillement.
- Les poutres précontraintes par des joncs carbone ont un rapport charge ultime/charge de fissuration variant de 1.7 à 2 alors que ce rapport est égal à 1.5 pour la poutre précontrainte par un toron en acier.

- La mise en précontrainte des poutres en BFUP permet de réduire la flèche excessive tant à l'état limite de service qu'au niveau de la rupture en supprimant une partie de déformation élastique des joncs carbone.
- Les poutres précontraintes par joncs carbone ont été largement fissurées avant la rupture.
- L'espacement et l'ouverture des fissures sont plus importants pour la précontrainte par joncs carbone.
- Les fissures étendues en termes de largeur, de hauteur et d'espacement observables sur les poutres testées peuvent servir d'indicateur de ruine imminente lorsque les poutres approchent de l'état limite ultime.
- L'absence de plasticité des joncs carbone se traduit par une ductilité réduite des poutres précontraintes par joncs carbone. Cependant, les résultats ont montré une déformabilité suffisante de la poutre avant la rupture.
- L'énergie stockée dans les poutres en béton précontraint par joncs carbone est principalement élastiques (65% ou plus). Nous préconisons donc d'utiliser comme indice de la ductilité pour les poutres précontraintes par joncs carbone le rapport énergie totale / énergie élastique. Ce rapport est presque constant et ne distingue pas les poutres présentant des flèches et déformabilité différentes.
- Le facteur de déformabilité pris comme le rapport flèche à l'état limite ultime / flèche d'une section équivalente non fissurée (Abdelrahman et al. 1995) donne une indication raisonnable de la déformabilité des poutres précontraintes par des renforts en PRFC.

5 Chapitre 5 : Modélisation analytique et numérique

La première partie de ce chapitre concerne une étude analytique et numérique de l'adhérence des joncs PFRC avec le BFUP où nous présentons entre autre les principaux modèles utilisés pour traiter de l'adhérence béton/joncs PRF et où nous comparons les résultats expérimentaux obtenus au chapitre 2 avec les résultats obtenus avec un des modèles les plus utilisés pour ce type de renforts. Dans la deuxième partie nous nous intéressons aux pertes de précontraintes et au dimensionnement des poutres précontraintes où nous cherchons à déterminer la charge de fissuration, la charge ultime et la flèche correspondante. Nous utilisons pour cela le règlement du BPEL sans prendre de coefficients de sécurité afin de comparer les résultats des calculs analytiques aux résultats expérimentaux obtenus dans le cadre des essais de flexion présentés dans le chapitre 4.

5.1 Modélisation de l'adhérence des joncs carbone avec le BFUP

5.1.1 Équation différentielle gouvernant le mécanisme d'adhérence

Considérons une partie d'élément en béton armé de longueur (dx) comme le montre la figure 5.1. La partie (a) de la figure (5.1) présente les forces agissant sur l'élément en béton, alors que la partie (b) illustre les conditions d'équilibre pour le renfort du béton.

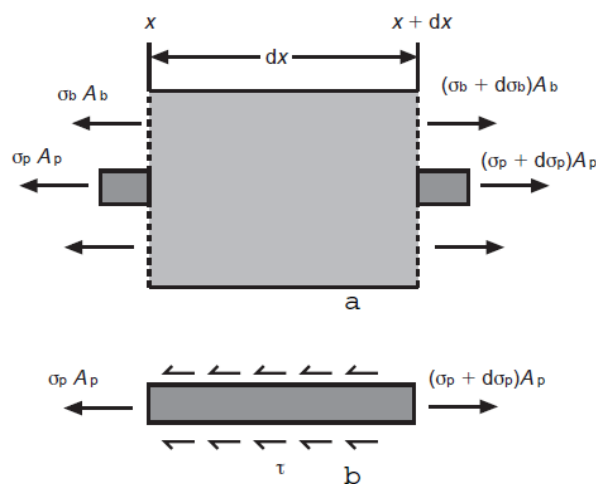


Fig.5.1 Analyse des forces réagissant sur le renfort

Les équations d'équilibre de l'élément s'écrivent :

$$d\sigma_b.A_b = d\sigma_p.A_p \quad \text{éq.5.1}$$

$$\tau.(\pi \phi dx) = A_p.(\sigma_p + d\sigma_p) - A_p.d\sigma_p \quad \text{éq.5.2}$$

D'où :

$$\tau_{(x)} = \frac{\phi.d\sigma_p}{4dx} \quad \text{éq.5.3}$$

En général le comportement d'adhérence d'un renfort incorporé dans le béton est représenté par la relation entre la contrainte d'adhérence et le glissement relatif du renfort par rapport au béton. Le glissement relatif vaut :

$$\delta(x) = \delta_p(x) - \delta_b(x) \quad \text{éq.5.4}$$

En dérivant cette équation on obtient:

$$\frac{\partial \delta(x)}{\partial x} = \varepsilon_p(x) - \varepsilon_b(x) \quad \text{éq.5.5}$$

Où ε_p et ε_b sont respectivement les déformations élastiques dans le renfort et dans le béton.

$$\sigma_p(x) = E_p \varepsilon_p(x) \quad , \quad \sigma_b(x) = E_b \varepsilon_b(x)$$

La dérivée seconde cette équation permet d'écrire la relation suivante :

$$\frac{\partial^2 \delta(x)}{\partial x^2} = \frac{1}{E_p} \frac{\partial \sigma_p}{\partial x} - \frac{1}{E_b} \frac{\partial \sigma_b}{\partial x} \quad \text{éq.5.6}$$

Posons $\rho = \frac{A_p}{A_b}$, $n = \frac{E_p}{E_b}$ l'équation 5.6 devient

$$\frac{\partial^2 \delta(x)}{\partial x^2} = \frac{1}{E_p} \frac{\partial \sigma_p}{\partial x} (1 + n\rho) \quad \text{éq.5.7}$$

À partir de l'équation 5.7 et à l'aide de l'équation 5.3 on peut écrire l'équation différentielle générale de l'adhérence suivante :

$$\frac{\partial^2 \delta(x)}{\partial x^2} - k.\tau(x) = 0 \quad \text{éq.5.8}$$

Avec
$$k = \frac{4}{\phi E_p} (1 + n\rho)$$

E_p et ϕ sont respectivement le module d'Young et le diamètre du renfort.

Cette équation donne la contrainte d'adhérence en fonction du glissement du renfort à l'extrémité libre du renfort. Pour résoudre cette équation la forme de la relation τ - δ et les conditions aux limites sont nécessaires.

La plupart des modèles qui représentent la relation contrainte d'adhérence-glissement (τ - s) entre le renfort en acier et le béton distingue trois parties qui sont appelées parties primaire, de dégradation et secondaire (figure 5.2). La zone primaire représente la branche ascendante, la zone de dégradation représente la branche descendante, et la zone secondaire représente la valeur constante de frottement. Pour l'acier quatre modèles du comportement de l'adhérence sont couramment utilisés. Ils sont présentés sur les figures 5.2 (a), (b), (c) et (d). Les caractéristiques importantes de ces modèles sont le glissement et les contraintes d'adhérence en fin de chaque zone ainsi que la forme de la courbe dans la zone primaire.

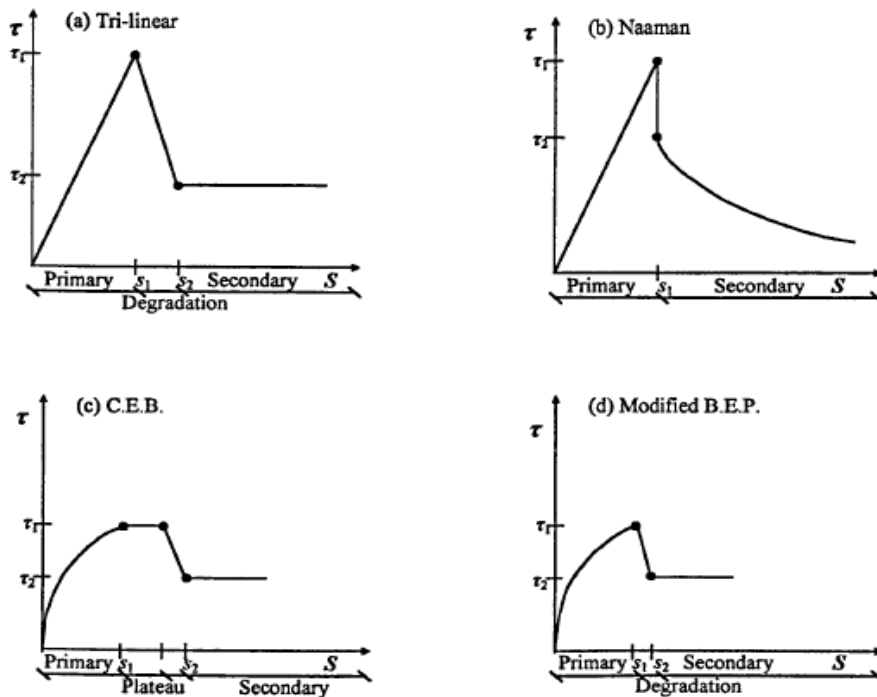


Fig.5.2 Modèles d'adhérence :a) tri-linéaire, b) Naaman, c) C.E.B-FIB, d) B.E.P modifié (Reference Stratford 2001)

Le renfort PRF est très déformable ce qui induit que la section va être déformée (direction transversale) pendant le chargement. De ce fait, la courbe de contraintes d'adhérence-glissement est en

grande partie non-linéaire dans la zone primaire. Les figures 5.2 (a) et (b) montrent respectivement le modèle tri-linéaire et le modèle de Naaman, pour lesquels cette non-linéarité n'est pas prise en compte dans la première zone. L'utilisation de ces modèles dans la réponse primaire du béton armé de PRF peut alors donner des résultats inexacts (Stratford 2001). En outre, des travaux ont montré que, lorsque le pic des contraintes d'adhérence est atteint, la dégradation du mécanisme de l'adhérence est rapide et un plateau de contraintes au niveau du pic n'est pas visible (Cosenza et al. 1995, Rossetti et al. 1995). Par conséquent, il est clair au regard de la figure 5.2 (c) que le modèle C.E.B (Comité Euro-International du Béton Model Code 90) n'est pas également approprié pour le béton armé de PRF. Par contre le modèle B.E.P. modifié (figure 5. 2 (d)) semble traduire raisonnablement la relation contrainte d'adhérence-glissement pour le béton armé de PRF avec suffisamment de précision.

Bien que de nombreux programmes expérimentaux aient été effectués en examinant les caractéristiques d'adhérence des barres en PRF, très peu de résultats ont été publiés sur la modélisation analytique. Dans la suite de ce chapitre, un examen de ces travaux est rapporté.

- **Modèle de Malvar :** Malvar (1994) a proposé un modèle affiné du comportement global de l'adhérence en fonction de deux constantes empiriques. Ces constantes sont à déterminer par l'ajustement avec la courbe expérimentale τ -s. Le modèle de Malvar est représenté par la relation suivante:

$$\frac{\tau}{\tau_m} = \frac{F.(S / S_m) + (G-1).(S / S_m)^2}{1 - (F-2).(S / S_m) + G.(S / S_m)^2} \quad \text{éq.5.9}$$

Où: T_m et S_m sont les contrainte d'adhérence et le glissement au pic; F et G sont des constantes empiriques selon le type de barres de PRF.

Pour les barres avec un enroulement hélicoïdal externe, F et G peuvent prendre respectivement des valeurs de 11 et 1.2. Pour les barres avec des déformations de surface (nervures), F et G prennent respectivement des valeurs de 13 et 0.5.

- **Modèle modifié de B.E.P. (Bertero-Eligehausen-Popov) :**

Le modèle original proposé par Eligehausen et al. (1983) pour l'acier est donné par la figure 5.3 (a):

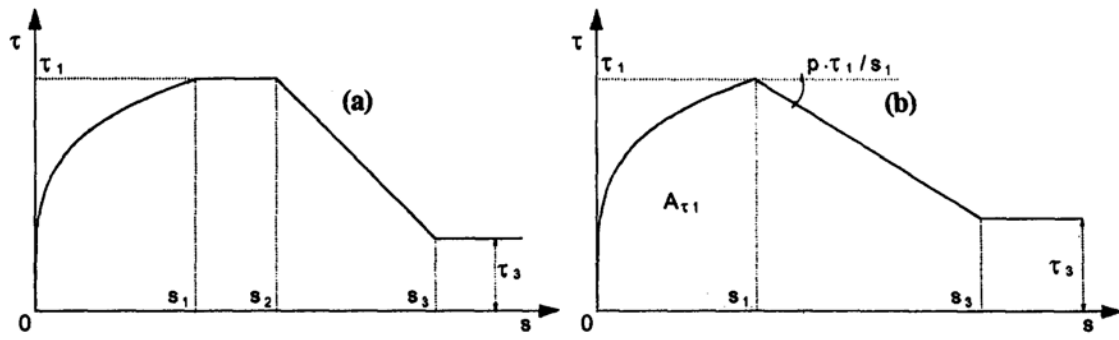


Fig.5.3: modèle modifié du B.E.P par [Cosenza, Manfredi & Realfonzo (1995)]

Cosenza, et al. (1995) ont proposé une version modifiée du modèle B.E.P. à double branche afin de modéliser l'adhérence entre le renfort PRF et le béton (figure 5.3 b). En fait, en comparant les courbes expérimentales et analytiques obtenues en utilisant le modèle B.E.P. original les auteurs n'ont pas trouvé la seconde branche ($s_1 < s < s_3$) dans le cas de barres en PRF. La branche ascendante est la même que dans le modèle B.E.P. original ($s \leq s_1$):

$$\frac{\tau}{\tau_1} = \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad \text{éq.5.10}$$

Alors que la branche descendante avec la pente $P \frac{\tau_1}{s_1}$ est définie par l'équation suivante:

$$\frac{\tau}{\tau_1} = 1 - \frac{P(s - s_1)}{s_1} \quad \text{éq.5.11}$$

Où τ_1 et s_1 sont présentés dans la figure 5.3

α et p sont des paramètres basés sur les données expérimentales disponibles.

La valeur du paramètre α , qui détermine la branche ascendante, est obtenue en écrivant l'égalité entre la surface A_τ sous la courbe correspondant à la partie primaire (branche ascendante) de la courbe expérimentale et la surface correspondant à la courbe d'analyse :

$$A_\tau = \int_0^{s_1} \tau_1 \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha ds = \frac{\tau_1 s_1}{1 + \alpha} \quad \text{éq.5.12}$$

La valeur de P qui détermine la branche descendante est évaluée par une procédure identique en considérant la zone de dégradation (branche descendante) de la courbe expérimentale et l'analytique correspondante.

$$A_{\tau}(s) = \frac{\tau_1 \cdot s_1}{1 + \alpha} + \tau_1 \cdot s_1 \left(\frac{s_2}{s_1} - 1 \right) - \frac{1}{2} P \cdot \tau_1 \cdot s_1 \left(\frac{s_2}{s_1} - 1 \right)^2 \quad \text{éq.5.13}$$

- Modèle CMR ; Cosenza, Manfredi & Realfonzo (1995) ont proposé une loi constitutive pour modéliser la partie primaire de la courbe τ -s:

$$\frac{\tau}{\tau_1} = \left(1 - e^{-\frac{s}{s_r}} \right)^{\beta} \quad \text{éq.5.14}$$

Où S_r et β sont des paramètres à déterminer à l'aide d'une courbe d'ajustement des données expérimentales.

Dans notre étude, nous avons choisi d'utiliser le modèle B.E.P modifié car les paramètres inconnus sont faciles à calibrer par un ajustement avec les résultats expérimentaux obtenus dans le cadre des essais de pullout. Le tableau 5.1 donne les valeurs de α qui permettent de tracer la branche ascendante de la courbe (τ -s). Les figures 5.4, 5.5 et 5.6 permettent de comparer les courbes obtenues à l'aide de ce modèle avec les courbes expérimentales obtenues sur les joncs carbone lisses de diamètres 8mm et 12mm et le jonc carbone usiné en spirale (R4) de diamètre 12 mm.

Type de jonc	τ_1 (au pic) MPa	s_1 (au pic) mm	α	p	$p \cdot \tau_1 / s_1$
Jonc lisse 8 mm	23.27	0.091	0.126	0.192	50.8
Jonc lisse 12 mm	16.61	0.12	0.107	0.028	3.951
Jonc usiné en spirale (R4)	42.23	0.11	0.178	0.21	81.91

Tableau 5.1 Valeurs de α calibrées par l'ajustement avec les résultats expérimentaux

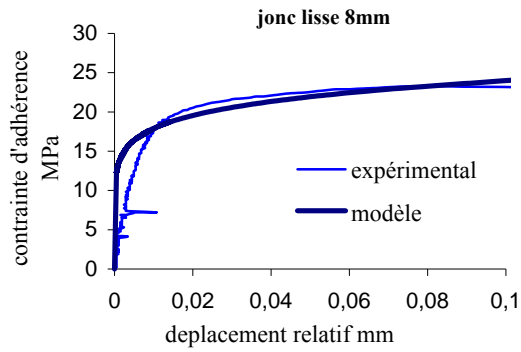


Fig.5.4 Comparaison du modèle modifié BEP avec les courbes de jonc lisse 8mm

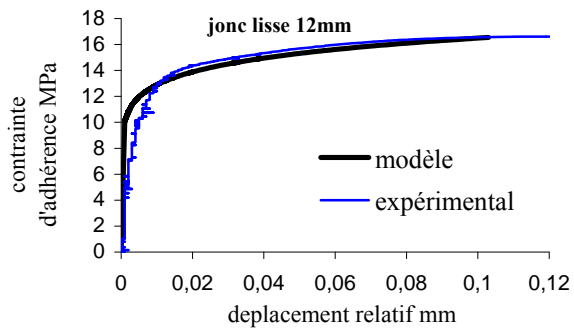


Fig.5.5 Comparaison du modèle modifié BEP avec les courbes de jonc lisse 8mm

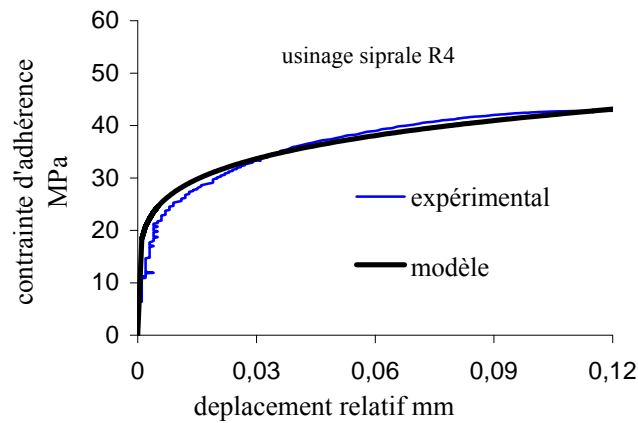


Fig.5.6 Comparaison du modèle modifié BEP avec la courbe de jonc usiné en spirale R4

Les figures 5.4, 5.5 et 5.6 montrent que nous obtenons une assez bonne corrélation entre les résultats expérimentaux et le modèle B.E.P. modifié pour les joncs carbone lisses 8 et 12 mm et, que cette corrélation s'améliore pour le jonc carbone usiné.

Enfin, la force d'arrachement du jonc carbone peut être liée aux paramètres de l'adhérence trouvés par le modèle précédent en écrivant l'égalité entre le travail extérieur appliqué (à l'aide de la courbe τ - s) au travail intérieur du jonc carbone (énergie de déformation) (à l'aide de la courbe σ - ε du jonc) comme le montre la figure 5.7.

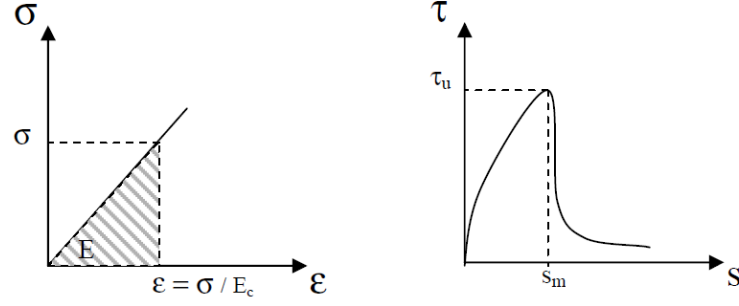


Fig.5.7 Courbes considérées lors de calcul du travail intérieur et extérieur

Le travail extérieur vaut :

$$W_{ext} = \int_{\Omega} \left(\int_0^{s(x)} \tau_{(s)} ds \right) d\Omega = \pi \phi \int_0^x \left(\int_0^{s(x)} \tau_{(s)} ds \right) dx = \pi \phi \int_0^x A_{\tau(s)} dx \quad \text{éq.5.15}$$

Le travail intérieur vaut :

$$W_{int} = \int_{\Gamma} \left(\int_0^{\epsilon(x)} \sigma_{p(\epsilon_p)} d\epsilon \right) d\Gamma = \int_0^x \frac{A_p}{2E_p} \sigma^2_{(x)} dx = \frac{\pi \phi^2}{8E_p} \int_0^x \sigma^2_{(x)} dx \quad \text{éq.5.16}$$

$$W_{ext} = W_{int} \Rightarrow \int_0^x \left[\pi \phi A_{\tau(s)} - \frac{\pi \phi^2}{8E_p} \sigma^2_{(x)} \right] dx = 0 \quad \text{éq.5.17}$$

$$\Rightarrow \sigma = \sqrt{\frac{8E_p}{\phi} A_{\tau(s)}} \quad \text{éq.5.18}$$

$$\text{Pour } s=s_1 \quad A_{\tau(s)} = \frac{\tau_1 \cdot s_1}{1+\alpha} \Rightarrow \sigma = \sigma_1 = \sqrt{\frac{8E_p}{\phi} \frac{\tau_1 s_1}{1+\alpha}} \quad \text{éq.5.19}$$

L'équation 5.19 donne la contrainte maximale de traction du jonc carbone en fonction des paramètres d'adhérence du jonc carbone. Ce qui nous permet de prédire la force d'arrachement de ce type de renforts (cas d'essais de pullout). En augmentant la longueur d'ancrage, la capacité du jonc carbone en traction peut être atteinte pour certaine configuration de surface. Pour déterminer la longueur d'ancrage nécessaire pour développer la contrainte maximale en traction du jonc carbone, on reprend

l'équation différentielle de l'adhérence (5.8) en remplaçant $\tau_{(s)}$ par $\frac{\tau_1}{S_1^\alpha} S^\alpha$. On obtient alors :

$$\frac{\partial^2 \delta(x)}{\partial x^2} - k \cdot \frac{\tau_1}{S_1^\alpha} S^\alpha = 0 \quad \text{éq.5.20}$$

En considérant les conditions aux limites suivantes (extrémités libre de l'échantillon de pullout $x=0$) :

$$S_{(x=0)} = \varepsilon(x=0) = \frac{\partial S(x)}{\partial x} = 0 :$$

La solution de cette équation est :

$$S(x) = \left[\frac{k \cdot \tau_1 (1-\alpha)^2}{2 \cdot S_1^\alpha (1+\alpha)} \right]^{\frac{1}{1-\alpha}} x^{2/(1-\alpha)} \quad \text{éq.5.21}$$

Pour obtenir un glissement à l'extrémité libre du jonc carbone égale à S_1 , correspondant à la contrainte maximale en traction, la longueur d'ancrage nécessaire vaut :

$$x = L_t = \sqrt{\frac{2 \cdot S_1 (1+\alpha)}{k \cdot \tau_1 (1-\alpha)^2}} \quad \text{éq.5.22}$$

5.2 Simulation numérique de l'adhérence par EF

Nous avons étudié dans le chapitre 2 l'adhérence entre les joncs carbone et le BFUP, les joncs étudiés étant des joncs lisses et usinés. Une étude par éléments finis a été effectuée afin d'optimiser la forme du jonc carbone pour améliorer son adhérence avec le béton. Cette modalisation numérique a été faite à l'aide du code de calcul Abaqus pour des échantillons de pullout (diamètre 100 mm et hauteur 100 mm dont la longueur d'ancrage a 5 nervures).

La ruine de la plupart des échantillons testés s'est produite par le cisaillement de l'interface sans que le BFUP ne soit affecté. Le délaminage des couches extérieures du jonc carbone est le principale mode de rupture pour les joncs non usinés. Pour les joncs usinés la rupture s'est produite par cisaillement des nervures du carbone et parfois des dents en BFUP. Le BFUP a un comportement isotrope élasto-plastique en utilisant le model intégré dans le code Abaqus « concrete damaged plasticity » qui nous permet d'entrer le comportement du BFUP en compression et en traction. ($E_b=58$ GPa, $\nu=0.2$). Le comportement du jonc carbone est élastique linéaire jusqu'à la rupture ($E_p=180$ GPa, $\nu=0.3$). Trois types d'éléments ont été envisagés pour modéliser l'interface : 1) Par frottement sur la surface du jonc accompagné avec une pression latérale due au retrait endogène de béton (de 10 à 20 MPa) ; 2) par des ressorts non linéaires qui relient les nœuds de deux matériaux à l'interface (le comportement de ces

ressorts est obtenu à partir des résultats expérimentaux) ; 3) en supposant une adhérence parfaite entre le BFUP et les couches externes du jonc carbone les couches externes étant liées au cœur du jonc carbone par une couche de résine très fine. Cela nous permet de modéliser le délaminage entre les couches extérieures et intérieures du jonc carbone. Le comportement de cette couche de résine est de type élasto-plastique ($E_r=5\text{GPa}$, $\nu=0.4$, limite élastique de 30 MPa) et d'une épaisseur de 0.1mm. Cette dernière a été utilisée pour modaliser l'essai de pullout pour les joncs usinés dans lesquels la couche de résine est située entre les nervures et le cœur du jonc. Les conditions aux limites sont présentées sur la figure 5.8. Nous avons imposé les déplacements sur la section du béton alors que la surface du jonc carbone est bloquée en déplacement dans le sens vertical. La pression exercée par le retrait du béton est représentée par pression latérale de 20MPa. Le type d'éléments utilisés est l'élément CAX4R axisymétrique à 4 nœuds. La taille des mailles est 1 mm.

L'optimisation de l'adhérence joncs PFRC/BFUP a consisté à étudier numériquement différentes géométries de joncs obtenues par usinage (courbe et oblique). Nous reportons sur la figure 5.9 les simulations obtenues pour deux rayons d'usinage courbe et sur la figure 5.10 les simulations obtenues pour deux angles d'usinage oblique.

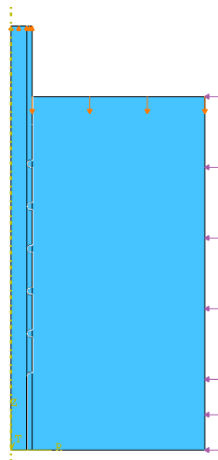


Fig.5.8 Conditions d'analyse par Abaqus

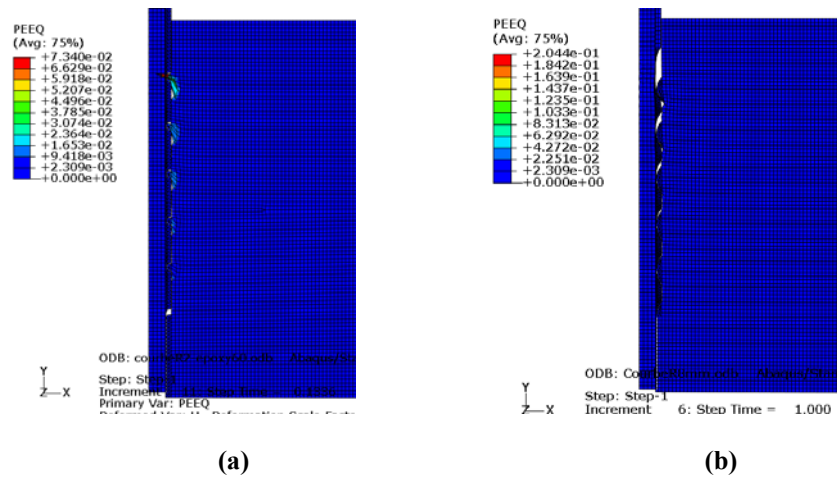


Fig.5.9 Usinage courbe a) Rupture par cisaillement des dents en BFUP, b) Rupture par cisaillement à la base des nervures du jonc PFRC

La figure 5.9a montre le béton situé entre les nervures du jonc PFRC est entré dans le domaine plastique et que la rupture va se produire par écrasement des dents en BFUP. La figure 5.9b montre un autre mode de rupture à savoir une rupture par cisaillement de la base des nervures du jonc PFRC. Le graphe traduit en effet une déformation importante dans la résine située au niveau de la base des nervures.

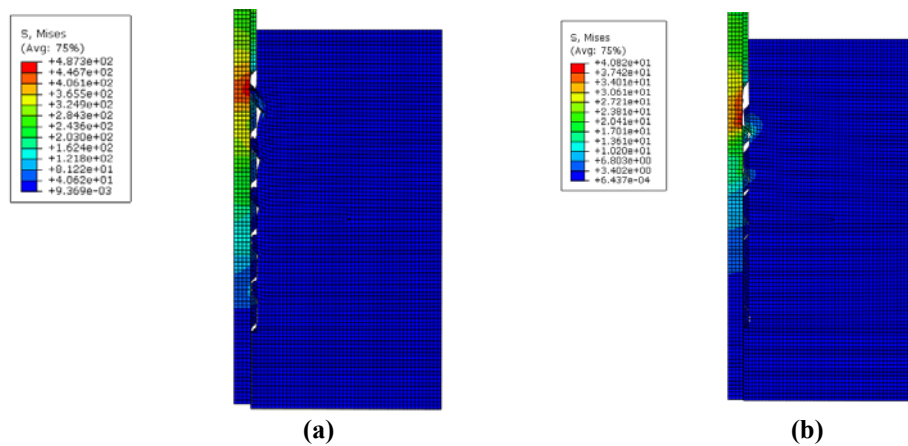


Fig.5.10 Usinage oblique a) Rupture par cisaillement des dents en BFUP, b) Rupture par cisaillement à la base des nervures du jonc PFRC

Les figures 5.10a et 5.10b montrent respectivement les mêmes modes de rupture que les figures 5.9a et 5.9b lorsque l'on augmente l'angle de l'usinage oblique (voir chapitre 2).

5.3 Calcul des poutres précontraintes par des joncs en PFRC

Les calculs ont été réalisés dans une grande partie selon le règlement du BPEL sans prendre en compte les coefficients de sécurité pour prédire la résistance des poutres. La figure 5.11 donne les dimensions de la section des poutres précontraintes.

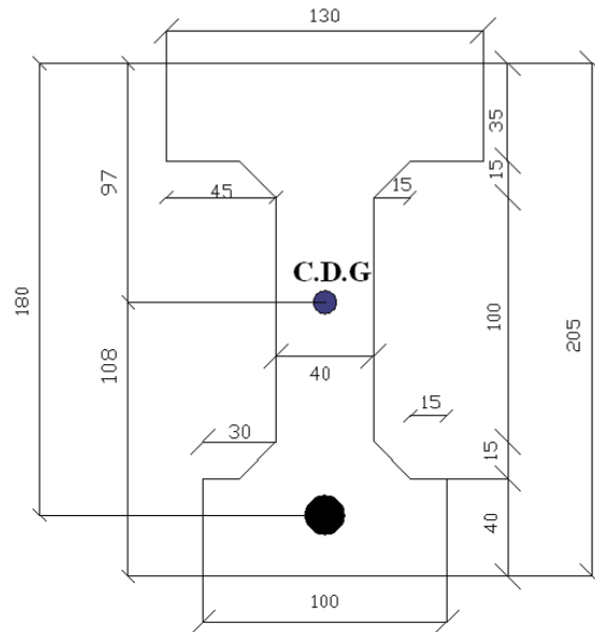


Fig.5.11 Section transversale de la poutre

Les données concernant le BFUP sont :

- Hauteur de la poutre : 205 mm
- Hauteur effective de la section $d = 180$ mm
- Hauteur de centre de gravité $X \approx 97$ mm
- Excentricité de la précontrainte $e = 83$ mm
- Section brute du béton $A_b = 13750 \text{ mm}^2$
- Moment d'inertie brute du béton $I_b = 68101085 \text{ mm}^4$
- $f_{c28} = 170 \text{ MPa}$ (résistance en compression à 28 jours)
- f_c au relâchement = 112 MPa (résistance en compression à 3 jours)
- $E_b = 58 \text{ GPa}$ module d'Young à 28 jours et à l'âge de relâchement vaut $E_{bi} = 11000 \sqrt[3]{f'_{cj}}$
- $f_{t28} = 9 \text{ MPa}$ (résistance en traction à 28 jours)
- $\epsilon_{bu} = 3.5\%$ (déformation à la rupture du béton)
- $\alpha_b = 11.8 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ (coefficient de délation thermique)

Pour les Joncs carbone (PRFC):

- $\sigma_{pu} = 2500 \text{ MPa}$ (résistance ultime en traction)
- $\varepsilon_{pu} = 1.4 \%$ (déformation à la rupture en traction)
- $E_p = 180 \text{ GPa}$ (module d'Young)
- $\rho = 1\%$ (Relaxation à 1000h, 20°C , $< 70\% \sigma_{pu}$)
- $\alpha_p = 0.1 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ (coefficient de délation thermique longitudinal)
- $\phi = 8$ ou 12 mm avec section effective (A_p) de 46.5 mm^2 et de 107.5 mm^2
- La section effective du jonc carbone usiné après usinage est égale à 71 mm^2
- Niveau de précontrainte initial : 70% de la résistance ultime pour les joncs lisses de diamètre 8 mm, 67% pour le jonc lisse de diamètre 12mm et 62% pour le jonc usiné de diamètre 12mm (Voir tableau 3.4 dans le chapitre 3 et tableau 4.1 dans le chapitre 4).
- Niveau de précontrainte mesuré juste avant le relâchement : 67% pour les joncs lisses de diamètre 8 mm, 62% pour le jonc lisse de diamètre 12mm et 58% pour le jonc usiné de diamètre 12mm. Niveau de précontrainte mesuré 3 jours après le relâchement : 60% pour les joncs lisses de diamètre 8 mm, 54% pour le jonc lisse de diamètre 12 mm et 53% pour le jonc usiné de diamètre 12mm (Voir tableau 3.4 dans le chapitre 3 et tableau 4.1 dans le chapitre 4).

Pour le toron en acier de diamètre 12.5 mm (7 fils):

- $\sigma_{su} = 1860 \text{ MPa}$ (résistance ultime en traction)
- $\sigma_{se} = 1600 \text{ MPa}$ (limite élastique à déformation résiduelle de 0.1%)
- $\varepsilon_{pu} = 3.5 \%$ (déformation à la rupture en traction)
- $E_s = 200 \text{ GPa}$ (module d'Young)
- $\rho = 2.5\%$ (Relaxation 1000h, 20°C , $70\% \sigma_{su}$)
- $\alpha_s = 10 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ (coefficient de délation thermique)
- $\phi = 12.5 \text{ mm}$ avec section effective $A_s = 93 \text{ mm}^2$
- Les niveaux de précontrainte mesurés initialement, au relâchement et à 3 jours après le relâchement sont respectivement 80%, 73% et 66%. (Voir tableau 3.4 dans le chapitre 3 et tableau 4.1 dans le chapitre 4)

5.3.1 Calcul d'une section non fissurée de la poutre (section homogène)

L'aire de la section homogène vaut:

$$A_h = A_b + (n-1).A_p \quad \text{avec } n \text{ coefficient d'équivalence.}$$

$n = E_p / E_b \approx 3$ pour les joncs carbone et $n = E_s / E_b \approx 3.5$ pour l'acier

La position de l'axe neutre avant fissuration peut être calculée au moyen des moments statiques:

$$\bar{x} = \frac{A_b X + d.(n-1).A_p}{A_b + (n-1).A_p} ; X=97 \text{ mm} \quad \text{éq.5.23}$$

Le moment d'inertie de la section homogène (transformée)

$$I_h = I_b + A_b (X - \bar{x})^2 + (n-1)A_p (d - \bar{x})^2 \quad \text{éq.5.24}$$

Lors de l'essai de flexion sur poutre, la poutre est soumise à un moment dû à l'effet de la précontrainte, au poids propre et à la charge externe.

-Moment dû à la précontrainte :

$$M_{pp} = P_e . e$$

Où P_e est la force de précontrainte effective après les pertes et e est l'excentricité (83 mm)

- Moment dû au poids propre :

En supposant une masse volumique $\rho_b = 2800 \text{ kg/m}^3$ pour le BFUP, le poids de la poutre par unité de

longueur est $W_d = 0.385 \text{ N/mm}$: $M_d = \frac{W_d l^2}{8} = 325325 \text{ N.mm}$

-Moment dû à la charge externe (figure 5.12):

$$M_{ext} = P_{ext} . a$$

Où P_{ext} est la charge appliquée et a est la portée de l'effort tranchant (850 mm)

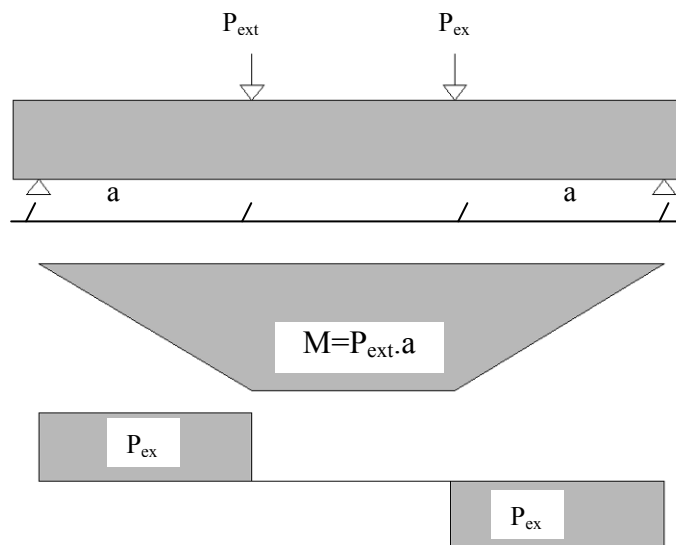


Fig.5.12 Moment fléchissant et effort tranchant appliqués à la poutre

Calcul des contraintes dans la section transversale la plus sollicitée

Le calcul est basé sur les hypothèses suivantes ; L'hypothèse de Navier-Bernoulli (les sections planes restent planes), l'adhérence est parfaite entre le renfort et le béton, les déformations dans le béton et les renforts sont proportionnelles à la distance à l'axe neutre. La figure 5.13 présente la distribution des contraintes dues à la précontrainte alors que la figure 5.14 donne les contraintes dues à l'ensemble des charges.

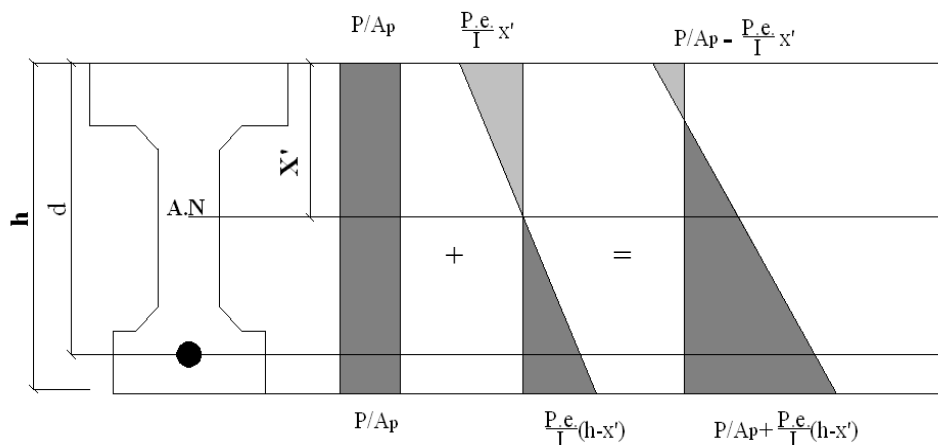


Fig.5.13 Distribution de la contrainte due à l'action de précontrainte

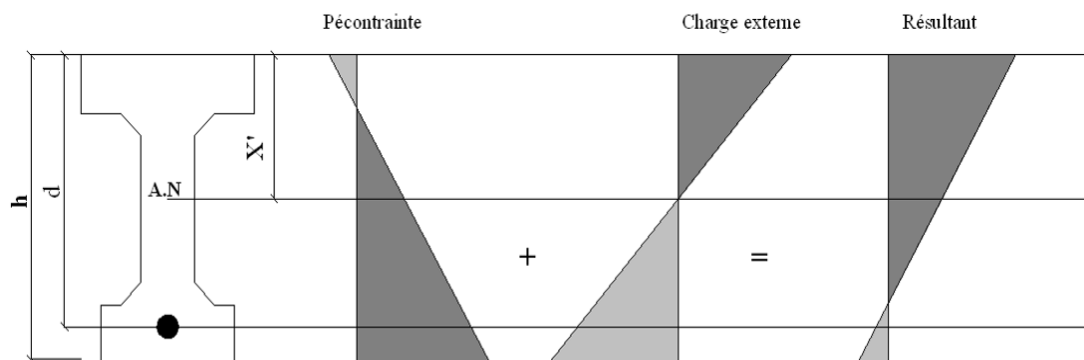


Fig.5.14 Distribution de la contrainte due à l'action de l'ensemble de charge

- Les contraintes dans le béton à la fibre supérieure sont:

$$\sigma_{b\text{supl}} = \frac{P_e}{A_h} - \frac{M_{pp}}{I_h} \bar{x} \quad (\text{Précontrainte})$$

$$\sigma_{b\sup 2} = \frac{P_e}{A_h} - \frac{M_{pp}}{I_h} \bar{x} + \frac{M_d}{I_h} \bar{x} \quad (\text{Précontrainte et poids propre})$$

$$\sigma_{b\sup 3} = \frac{P_e}{A_h} - \frac{M_{pp}}{I_h} \bar{x} + \frac{M_d}{I_h} \bar{x} + \frac{M_{ext}}{I_h} \bar{x} \quad (\text{Précontrainte, poids propre et charge ext.})$$

- Les contraintes dans le béton à la fibre inférieure sont:

$$\sigma_{b\inf 1} = \frac{P_e}{A_h} + \frac{M_{pp}}{I_h} (h - \bar{x}) \quad (\text{Précontrainte})$$

$$\sigma_{b\inf 2} = \frac{P_e}{A_h} + \frac{M_{pp}}{I_h} (h - \bar{x}) - \frac{M_d}{I_h} (h - \bar{x}) \quad (\text{Précontrainte et poids propre})$$

$$\sigma_{b\inf 3} = \frac{P_e}{A_h} + \frac{M_{pp}}{I_h} (h - \bar{x}) - \frac{M_d}{I_h} (h - \bar{x}) - \frac{M_{ext}}{I_h} (h - \bar{x}) \quad (\text{Précontrainte, poids propre et charge ext.})$$

- Les contraintes dans le béton au niveau du renfort de précontrainte :

Ce calcul sert à déterminer d'une part la perte due au raccourcissement élastique du béton (règlement du BPEL) et d'autre part les déformations dans le béton dues au relâchement du toron pour comparer avec les déformations mesurées lors du calcul de la longueur de transfert (chapitre 3).

$$\sigma_{bp1} = \frac{P_e}{A_h} + \frac{M_{pp}}{I_h} e$$

$$\sigma_{bp2} = \frac{P_e}{A_h} + \frac{M_{pp}}{I_h} e - \frac{M_d}{I_h} e$$

$$\sigma_{bp3} = \frac{P_e}{A_h} + \frac{M_{pp}}{I_h} e - \frac{M_d}{I_h} e - \frac{M_{ext}}{I_h} e$$

- Les contraintes dans le renfort de précontrainte sont:

$$\sigma_{p2} = \frac{P_e}{A_p} + n \frac{M_{pp}}{I_h} e - n \frac{M_d}{I_h} e - n \frac{M_{ext}}{I_h} e$$

5.3.2 Pertes de la précontrainte

Les renforts en PRF présentent une relaxation faible et ont un module d'Young plus faible que celui de l'acier. Les pertes de la force de précontrainte sont donc inférieures à celles obtenues pour les éléments précontraints en acier. On rappelle que toutes les pertes de précontrainte ont été mesurées à l'aide de jauges collées sur les renforts de précontrainte jusqu'à 3 jours après le relâchement. Les précontraintes obtenues juste avant le relâchement et à 3 jours après le relâchement sont données dans le tableau 4-1. On présente dans le paragraphe suivant un calcul des pertes de précontrainte suivant les

recommandations du BPEL. Les pertes de précontrainte sont de deux types ; les pertes immédiates et les pertes différées.

5.3.2.1 Pertes immédiates

La perte de précontrainte immédiate ou instantanée des poutres précontraintes résulte de la déformation instantanée du béton due à l'action des renforts lors de leur relâchement et d'une perte appelée perte thermique dans le cas du BFUP pour lequel la poutre peut subir un traitement thermique.

- Perte due au raccourcissement élastique du béton

Le raccourcissement du béton lors du relâchement de la force de la précontrainte (Δl) peut être calculé à l'aide du règlement du BPEL :

$$\Delta \sigma_b = E_p \frac{\sigma_{bi}}{E_{bi}} (1 + K_i) \quad \text{éq.5.25}$$

E_p est le module élastique du renfort de la précontrainte.

E_{bi} est le module instantané du béton qui peut être calculé par :

$$E_{bi} = 11000 \sqrt[3]{f'_{cj}}$$

K_i est un coefficient qui prend les valeurs :

$$\begin{aligned} & - 0 \text{ pour } \sigma_{bi} \leq 0.5 f_{ci} \\ & - 4 \left(\frac{\sigma_{bi}}{f_{ci}} - 0.5 \right)^2 \text{ pour } 0.5 f_{ci} < \sigma_{bi} < 0.66 f_{ci} \end{aligned}$$

σ_{bi} est la contrainte en compression du béton au niveau du renfort sous l'action de la précontrainte et du poids propre de l'élément. Cette contrainte peut être calculée à l'aide de l'expression :

$$\sigma_{bi} = \frac{P_i}{A_h} + \frac{P_i \cdot e}{I_h} e - \frac{M_d}{I_h} e \quad \text{éq.5.26}$$

P_i est la force de précontrainte avant le relâchement donnée dans tableau 4.1 (chapitre 4). Par exemple, dans la poutre précontrainte avec un jonc carbone (PP-JC8), $P_i = 80 \text{ KN}$, $A_p = 46.5 \text{ mm}^2$ et $e = 83 \text{ mm}$.

$$A_h = 13845 \text{ mm}^2 \text{ et } I_h = 68737460 \text{ mm}^4 \Rightarrow \sigma_{bi} = 13 \text{ MPa} < 0.5 \cdot 112 = 56 \text{ MPa} \Rightarrow K=0$$

On trouve alors comme valeur de la perte de précontrainte due au relâchement de la force de précontrainte pour la poutre précontrainte (PP-JC8) :

$$\Delta\sigma_b = E_p \frac{\sigma_{bi}}{E_{bi}} = 180 * \frac{13}{53} = 44MPa$$

- Perte thermique

Le traitement thermique est à l'origine de pertes importantes dites pertes thermiques liées à la dilatation thermique. Le règlement BPEL donne la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{\theta_{\max}} = E_p \alpha_b (\theta_{\max} - \theta_0)(1 - \lambda) \quad \text{éq.5.27}$$

Où : α_b est le coefficient de dilatation thermique du béton (11.10^{-5} pour le BFUP)

θ_{\max} est la température maximum du renfort

θ_0 est la température du renfort lors de la mise en tension

λ est un coefficient compris entre 0.1 et 0.5 (il est recommandé de prendre 0.1)

$$\Delta\sigma_{\theta_{\max}} = 180000 \times 11.8.10^{-6} (90 - 20)(1 - 0.1) = 134MPa$$

5.3.2.2 Pertes différées

Les pertes de précontrainte différées sont dues aux déformations de retrait et de fluage du béton ainsi qu'à la déformation de relaxation du renfort de précontrainte.

- Perte due au retrait du béton :

La valeur de retrait du BFUP est comprise entre 525.10^{-4} et 600.10^{-4} (AFGC 2002). La perte de précontrainte due au retrait vaut :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r E_p \quad \text{éq.5.28}$$

Le règlement BPEL donne la relation suivante pour calculer le retrait en fonction du temps :

$$\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r [1 - r(t)] \quad ; \quad r(t) = \frac{t}{t + 9r_m} \quad \text{éq.5.29}$$

Où : ε_r est le retrait final

t est l'âge du béton (en jours) compté à partir du jour de fabrication

r_m est le rayon moyen de la pièce exposée à l'air en cm (= section droite de la pièce/ périmètre extérieur exposé à l'air). Dans notre cas $r_m=2$ cm.

Dans les recommandations de l'AFGC pour le BFUP, on trouve une autre relation qui donne le retrait propre en fonction du temps :

$$\varepsilon_r(t) = A \exp\left[\frac{B}{\sqrt{t+C}}\right] \quad \text{éq.5.30}$$

Où : $A = 525$, $B = -2.5$, $C = -0.5$

Nous obtenons donc pour le retrait final $\varepsilon_r = 525.10^{-6}$ la perte de précontrainte finale due au retrait du BFUP vaut :

$$\Delta\sigma_{r_\infty} = 525.10^{-6} \times 180000 = 95 \text{ MPa}$$

- Perte due au fluage du béton :

Le fluage correspond à une déformation dans le temps à effort constant. Le règlement BPEL donne une formule pour la perte finale due au fluage du béton:

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{bi}} \quad \text{éq.5.31}$$

Où : σ_b est la contrainte finale en compression du béton au niveau du renfort (due à la précontrainte et aux charges permanentes existantes à la mise en tension).

σ_M est la contrainte maximale en compression du béton au niveau du renfort (due à la précontrainte et aux charges permanentes existantes qui peuvent varier dans le temps).

Pratiquement ces deux valeurs sont identiques.

E_{bi} est le module d'Young du béton instantané à un âge infini qui est pratiquement égal à celui à 28 jours.

Si $\sigma_M \leq 1.5\sigma_b$ la perte finale due au fluage vaut :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5\sigma_b \frac{E_p}{E_{bi}}$$

Pour la même poutre (PP-JC8) on trouve la valeur de la perte de précontrainte par fluage finale :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times 13 \times \frac{180}{58} = 103 \text{ MPa}$$

- Perte due à la relaxation du renfort de la précontrainte :

La perte due à la relaxation du renfort $\Delta\sigma_p$ peut être déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{\rho} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{\sigma_u} - \mu_o \right) \sigma_{pi} \rho_{1000} \quad \text{éq.5.32}$$

Où : σ_{pi} est la précontrainte initiale dans le renfort

σ_u est la contrainte de rupture

ρ_{1000} est le pourcentage de relaxation à 1000 heures

μ_o est un coefficient pris égal à 0.43 pour l'acier à très basse relaxation.

Dans notre cas la relaxation du jonc carbone est $\rho = 1\%$ et la perte de précontrainte due à la relaxation du jonc carbone est égale à :

$$\Delta\sigma_{\rho} = \frac{6}{100} \times (0.7 - 0.43) \times 1750 \times 1 = 28 \text{ MPa}$$

Les pertes de précontraintes différées finales sont donc égales à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{\rho} = 222 \text{ MPa}$$

Où le coefficient 5/6 tient compte de la non-indépendance des pertes car la perte de relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton. La valeur des pertes différées de précontrainte à l'âge t varie dans le temps en fonction de sa valeur finale suivant la relation:

$$\Delta\sigma_{dt} = \Delta\sigma_d r(t) ; r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$$

Dans notre cas, pour comparer les pertes calculées avec celles mesurées à 3 jours après le relâchement (c.-à-d. à 6 jours de mûrissement du BFUP) on calcule les pertes différées à 6 jours :

$$\Delta\sigma_{dt} = 222 \frac{6}{6 + 9 \times 2} = 56 \text{ MPa}$$

La perte de précontrainte totale de la poutre (PP-JC8) à 6 jours après le coulage du BFUP est donc égale à :

$$\Delta\sigma = 44 + 56 = 100 \text{ MPa}$$

Si l'on considère maintenant la poutre (PP-JC8-TT) qui a été traitée thermiquement, sa perte totale à 6 jours après le coulage du BFUP est égale à :

$$\Delta\sigma = 100 + 134 = 234 \text{ MPa}$$

Le tableau 5.2 montre les pertes calculées pour les poutres précontraintes ainsi que les pertes mesurées à l'aide des jauges de déformation.

Poutre	précontrainte avant relâchement MPa	précontrainte mesurées 3j après le relâchement MPa	Pertes mesurées 3j après le relâchement $\Delta\sigma_m$	Pertes calculées $\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_c / \Delta\sigma_m$
Poutres précontraintes par des joncs carbone (contrainte et déformation à la rupture 2500 MPa, 1.4%)					
PP-JC8	1690	1585	105 (7%)	100 (6%)	0.95
PP-JC8-TT	1685	864	820 (49%)	234 (14%)	0.29
PP-2JC8	1675	1515	160 (9%)	167 (10%)	1.05
PP-3JC8	1710	1520	190 (11%)	222 (13%)	1.16
PP-3JC8-TT	1720	740	980 (57%)	356 (21%)	0.36
PP-JC12	1550	1380	170 (11%)	177 (11%)	1.05
PP-JCU12	1380	1293	87 (6%)	105 (8%)	1.2
Poutres précontraintes par des torons en acier (contrainte et déformation à la rupture 1860 MPa, 3.5%)					
PP-A12.5	1375	1230	145 (11%)	144 (10%)	0.99
PP-A12.5-TT	1370	1115	255 (19%)	293 (22%)	1.15

Tableau 5.2 Pertes de précontraintes calculées et mesurées à 6 jours

On peut remarquer sur le tableau 5.2 que dans le cas des poutres qui n'ont pas été soumises à un traitement thermique, les pertes calculées sont très proches de celles mesurées à l'aide des jauges de déformation collées sur les renforts dans le béton. Par contre, dans le cas des poutres précontraintes par joncs carbone soumises à un traitement thermique, la différence entre les pertes calculées et les pertes mesurées est assez élevée car le calcul des pertes de précontrainte ne prend pas en compte la dégradation de l'adhérence qui est l'origine de cette différence. Cette différence est cependant acceptable pour la poutre précontrainte par le toron en acier (PP-A12.5TT) car comme nous l'avons vu le traitement thermique affecte peu l'interface acier/BFUP. Lorsque l'on compare la poutre (PP-A12.5) et la poutre (PP-JCU12), poutres ayant une valeur de précontrainte initiale identique (≈ 1380 MPa) et présentant une bonne adhérence avec le BFUP on observe que la poutre (PP-JCU12) présente une perte de précontrainte d'environ 6% alors que la perte de la poutre (PP-A12.5) vaut pratiquement le double (11%). Bien que cette observation ne repose que sur un seul résultat d'essai par configuration de poutre, elle correspond tout de même à ce que nous avons précédemment mentionné à savoir que les renforts en PRFC possèdent un taux de relaxation et un module d'Young plus faibles que les torons en acier et qu'ils présentent donc des pertes de précontraintes moins importantes que celles de l'acier. Si l'on considère maintenant la poutre PP-JC12 en lieu et place de la poutre PP-JCU12, on constate que la poutre PP-JC12 a une perte de précontrainte similaire à celle de la poutre PP-A12.5. Ceci peut être expliqué par le fait que l'usinage du jonc permet d'avoir une meilleure

adhérence jonc PFRC / BFUP. Là encore, d'autres essais doivent être réalisés pour confirmer ces observations.

5.3.3 Calcul des charges de fissuration en flexion des poutres précontraintes :

Le calcul considère que la section est non fissurée (section homogène) et que lorsque la contrainte en traction dans le BFUP atteint la résistance en traction du BFUP la première fissure apparaît. La charge correspondante appelée charge de fissuration peut être calculée en remplaçant la contrainte à la fibre inférieure de la poutre dans la section la plus chargée par la résistance du BFUP en traction ($f_t = 9$ MPa).

$$\sigma_{b\inf 3} = f_t = -9 = \frac{P_e}{A_h} + \frac{M_{pp}}{I_h}(h - \bar{x}) - \frac{M_d}{I_h}(h - \bar{x}) - \frac{M_{ext}}{I_h}(h - \bar{x})$$

$$\Rightarrow M_{ext} = \left(\frac{P_e}{A_h} + 9\right) \frac{I_h}{(h - \bar{x})} + M_{pp} - M_d \quad \text{éq.5.33}$$

D'où :

$$P_{fissure} = 2 \times M_{ext} / a$$

La flèche au niveau de la charge de fissuration peut être calculée par l'expression :

$$\delta = \frac{Pl^3}{24EI} \left(\frac{3a}{l} - 4 \frac{a^3}{l^3} \right) \quad \text{éq.5.34}$$

Avec $a = 850$ mm, $l = 2600$ mm, $P = P_{fissur} / 2$, $E = 58$ GPa, $I = I_h$

Le tableau 5.3 reprend les résultats de calcul réalisés toutes les poutres ainsi que les résultats expérimentaux correspondants.

Poutre	Valeurs expérimentales		Valeurs calculées		$P_{fiss. \text{ calc}} / P_{fiss. \text{ exp}}$
	Charge (KN)	Flèche (mm)	Charge (KN)	Flèche (mm)	
PP-JC8	41.78	4.19	36.8	2.84	0.88
PP-JC8TT	40.34	3.66	30	2.29	0.74
PP-2JC8	66.94	5.23	57.71	4.41	0.86
PNP-2JC8	17.94	2.15	14.49	1.11	0.81
PP-3JC8	92.41	6.93	79.53	6.04	0.86
PP-3JC8TT	74.16	7.65	49.3	3.74	0.67
PP-JC12	61.91	6.28	59.75	4.56	0.97
PP-JCU12	38.28	4.51	41.2	3.17	1.07
PP-A12.5	59.05	6.45	49.35	3.78	0.84
PP-A12.5TT	64.1	6.89	49.14	3.77	0.77

Tableau 5.3 Comparaison les valeurs des charges de fissuration prévues avec les valeurs expérimentales

On observe une assez bonne corrélation entre les valeurs des charges de fissurations calculées et expérimentales, corrélation qui doit être validée sur d'autres essais. On note que les valeurs expérimentales sont en général supérieures aux valeurs calculées et que cette différence augmente pour les poutres traitées thermiquement. Malgré le fait que le traitement thermique affecte les propriétés de l'adhérence joncs PFRC/BFUP il semble que l'augmentation de la résistance en traction et en cisaillement du BFUP améliore le comportement en fissuration des poutres précontraintes. Cette tendance est à confirmer lors d'essais ultérieurs qui doivent permettre aussi de mieux comprendre les phénomènes physiques mis en jeu. D'autre part, la différence obtenue entre les valeurs expérimentales et les valeurs calculées peut être due à des imprécisions de mesure de la géométrie de la poutre et à une valeur de résistance en traction du BFUP faible. Ici, la valeur de la résistance en traction du BFUP a été prise dans la littérature.

5.3.4 Calcul les poutres précontraintes aux états limites ultimes (sections fissurées) :

5.3.4.1 Approche de calcul (taux de renforcement équilibré)

L'approche de la conception des poutres précontraintes par des renforts en PRF est basée sur le concept d'un taux équilibré de renforcement qui provoque une rupture simultanée dans le béton et le renfort. La rupture du béton doit se produire quand la déformation dans la fibre extrême comprimée atteint une valeur de $\epsilon_{bu} = 0.003$. Un bloc rectangulaire de contraintes de compression est utilisé pour modéliser le comportement du béton en compression. La rupture du renfort doit se produire quand sa déformation atteint la limite ultime $\epsilon_p = \epsilon_{pu}$. La figure 5.15 donne la distribution des déformations et des contraintes dans la section fissurée d'une poutre précontrainte.

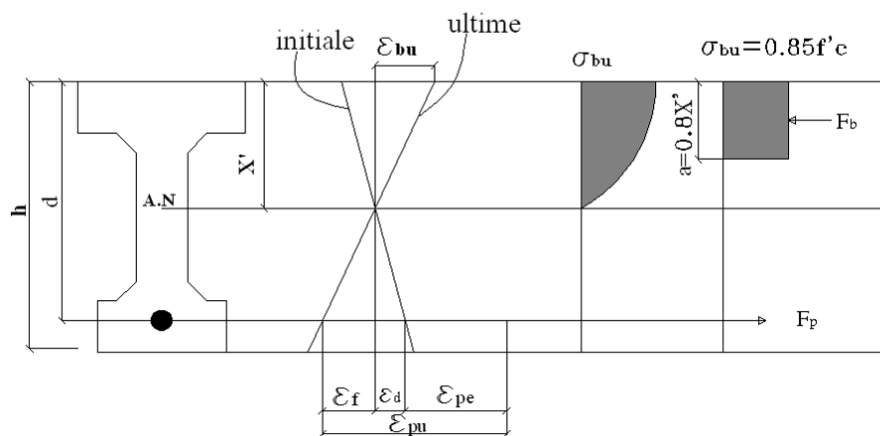


Fig.5.15 Distribution de la contrainte due à l'action de l'ensemble de charge

Comme le montre la figure 5.15, la déformation du renfort disponible lors de la mise en flexion de la poutre (ε_f) est égale à la déformation totale à la rupture du renfort ε_{pu} à laquelle on enlève la déformation mobilisée pour la mise en tension du renfort ε_{pe} et la déformation enlevée lors de la décompression du béton située sous l'axe neutre ε_d .

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{pu} - \varepsilon_{pe} - \varepsilon_d$$

La compatibilité des déformations est toujours valable :

$$\frac{X'}{d} = \frac{\varepsilon_{bu}}{\varepsilon_f + \varepsilon_{bu}} = \frac{\varepsilon_{bu}}{\varepsilon_{bu} + \varepsilon_{pu} - \varepsilon_{pe} - \varepsilon_d} \quad \text{éq.5.35}$$

Pour simplifier le calcul, la déformation due à la décompression du béton étant moins importante que la déformation à la flexion on peut en conséquence la négliger.

L'équilibre des forces dans la section, en considérant que l'axe neutre est situé dans la table de compression, permet d'écrire :

$$\begin{aligned} 0.85 \times 0.8 \times b \times X' \times \sigma_{bu} &= A_p \sigma_{pu} = \rho_{eq} \times b \times d \times \sigma_{pu} \\ \Rightarrow \rho_{eq} &= 0.68 \times \frac{X'}{d} \times \frac{\sigma_{bu}}{\sigma_{pu}} \end{aligned} \quad \text{éq.5.36}$$

D'où:

$$\rho_{eq} = 0.68 \times \frac{\sigma_{bu}}{\sigma_{pu}} \times \frac{\varepsilon_{bu}}{\varepsilon_{bu} + \varepsilon_{pu} - \varepsilon_{pe}} \quad \text{éq.5.37}$$

La valeur ($\varepsilon_{pu} - \varepsilon_{pe}$) représente la réserve de déformation à la flexion qui doit être suffisante pour pouvoir obtenir une bonne déformabilité avant la ruine de la poutre (la déformabilité ayant pour indicateurs des flèche et fissures visibles avant la rupture).

Pour les données de notre étude;

$$\sigma_{bu} = 150 \text{ MPa}, \sigma_{pu} = 2500 \text{ MPa}, \varepsilon_{bu} = 0.3\%, \varepsilon_{pu} = 1.4\%, \varepsilon_{pe} = 0.6\%$$

$$\text{On trouve } \rho_{eq} = 0.9 \%$$

On distingue théoriquement trois cas de rupture en flexion :

- rupture en traction par les renforts (section sous renforcée où $\rho < \rho_{eq}$)
- rupture simultanée par les renforts et le béton ($\rho = \rho_{eq}$)
- rupture par écrasement du béton dans la zone comprimée (section sur-renforcée $\rho > \rho_{eq}$)

Comme nous n'avons pas utilisé les armatures au cisaillement il y a donc de possibilité de rupture par effort tranchant si la charge dépasse certaine valeurs (résistance du BFUP en cisaillement) et si la force de précontrainte est élevée.

5.3.4.2 Prédiction de charge ultime des poutres précontraintes sous-renforcé ($\rho < \rho_{eq}$)

Lorsque le pourcentage du renforcement est inférieur au pourcentage équilibré la ruine de la poutre sera contrôlée par la rupture du renfort. Cependant, on peut distinguer deux cas : le premier pour lequel le pourcentage du renforcement très faible tel que $\rho < 0.5\rho_{eq}$. Dans ce cas le comportement du béton reste élastique linéaire jusqu'à la rupture du renfort par traction. Les contraintes dans le béton sont représentées par un triangle.

L'axe neutre peut être déterminé par l'équilibre des forces :

La force dans le béton est :

$$F_b = 0.5 \times b \times X' \times \sigma_b, \quad \sigma_b = E_b \times \varepsilon_b$$

La force de traction dans le renfort :

$$F_t = A_p \times E_p \times \varepsilon_{pu}$$

$$F_b = F_t \Rightarrow 0.5 \times b \times X' \times E_b \times \varepsilon_b = A_p \times E_p \times \varepsilon_{pu}$$

La distribution de la déformation donne :

$$\varepsilon_b = \frac{X'}{d - X'} \varepsilon_{pu}$$

$$\Rightarrow X'^2 + X' \times \frac{2A_p \times n}{b} - \frac{2A_p \times n \times d}{b} = 0$$

$$\text{D'où } X' = \frac{\sqrt{(A_p \times n)^2 + 2 \times A_p \times n \times b \times d} - A_p \times n}{b} \quad \text{éq.5.38}$$

Le moment ultime de la poutre est donc :

$$M_u = A_p \times \sigma_{pu} \times \left(d - \frac{X'}{3}\right) \quad \text{éq.5.39}$$

Pour la poutre précontrainte par un jonc carbone lisse de diamètre 8mm (PP-JC8) les données sont :

$A_p=46.5 \text{ mm}^2$, $E_p=180 \text{ GPa}$, $b=130 \text{ mm}$, $\sigma_{pu} = 2500 \text{ MPa}$, $d = 180 \text{ mm}$, $n = 3$

On trouve $X'=19 \text{ mm}$ et $M_u=20.2 \text{ KN.m}$ et la charge de la rupture calculée $P_{ultime} = 48 \text{ KN}$.

Dans le deuxième cas ($\rho_{eq} > \rho > 0.5\rho_{eq}$), le comportement du béton devient non linéaire et peut être représenté par un bloc de contraintes rectangulaire comme le montre la figure 5.15. L'axe neutre peut être déterminé par l'équilibre des forces :

$$F_b = F_t \quad \Rightarrow \quad 0.8 \times 0.85 \times b \times X' \times f'_c = A_p \sigma_{pu} ,$$

$$X' = \frac{A_p \sigma_{pu}}{0.68 \times b \times f'_c} \quad \text{éq.5.40}$$

Le moment ultime à la rupture s'écrit :

$$M_u = A_p \sigma_{pu} (d - 0.4X') \quad \text{éq.5.41}$$

Pour la poutre précontrainte par jonc carbone usiné de diamètre 12mm (PP-JCU12)

$$X' = \frac{71 \times 2500}{0.68 \times 130 \times 150} = 14 \text{ mm} ; \text{ L'axe neutre est donc situé dans la semelle supérieure de la poutre.}$$

$$M_u = 71 \times 2500 \times (180 - 0.4 \times 14) = 31 \text{ KN.m}$$

La charge à la ruine calculée est donc :

$$P_{rup} = 31 \times 2 / 0.85 = 73 \text{ KN}$$

5.3.4.3 Prédiction de charge ultime des poutres précontraintes sur-renforcées ($\rho > \rho_{eq}$)

C'est le cas des poutres précontraintes par 3 joncs carbone. Le comportement du béton est non linéaire et se plastifie alors que les joncs carbone ont un comportement élastique jusqu'à la rupture.

La force dans le béton s'écrit :

$$F_b = 0.8 \times 0.85 \times b \times X' \times f'_c$$

La force dans le jonc carbone est :

$$F_t = A_p \times \sigma_p = A_p \times E_p \times \varepsilon_p , \quad \varepsilon_p = \varepsilon_{pe} + \varepsilon_f$$

Où ε_p est la déformation du jonc carbone qui représente la somme de la déformation de précontrainte ε_{pe} et de la déformation due à la charge de flexion ε_f .

$$\text{D'après la figure 5.15} \quad \varepsilon_f = \frac{d - X'}{X'} \varepsilon_{bu} \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_p = \varepsilon_{pe} + \frac{d - X'}{X'} \varepsilon_{bu}$$

L'équilibre des forces nous permet de déterminer la position de l'axe neutre :

$$F_b = F_t \Rightarrow 0.68 \times b \times X' \times f'_c = E_p \left(\varepsilon_{pe} + \frac{d - X'}{X'} \varepsilon_{bu} \right) A_p$$

En posant $\beta = \frac{E_p \times A_p \times \varepsilon_{bu}}{0.68 \times b \times f'_c}$, on obtient alors une autre écriture de l'équation précédente :

$$X'^2 + \beta \left(1 - \frac{\varepsilon_{pe}}{\varepsilon_{bu}} \right) \times X' - \beta \times d = 0 \quad \text{éq.5.42}$$

Le moment fléchissant ultime peut être calculé par l'expression :

$$M_u = 0.68 \times X' \times b \times f'_c \times (d - 0.4 \times X') \quad \text{éq.5.43}$$

Pour la poutre PP-3JC8, les données sont : $A_p=140 \text{ mm}^2$, $E_p=180 \text{ GPa}$, $f'_c=150 \text{ MPa}$, $b=130 \text{ mm}$, $\varepsilon_{pe} = 0.6\%$, $\varepsilon_{bu} = 0.3\%$.

On obtient alors :

$$X' = 35 \text{ mm} \Rightarrow M_u = 77 \text{ KN.m}$$

$$P_{\text{ultime}} = \frac{2 \times M_u}{0.85} = 181 \text{ KN}$$

Le tableau 5.4 récapitule les résultats de calcul des charges ultimes des poutres précontraintes comparées aux résultats expérimentaux et nous permet d'exprimer certaines tendances:

Poutre	Charge à la rupture(KN)		P _{ult} calc/ P _{ult} exp
	Exp.	calcul	
PP-JC8	70.87	48	0.69
PP-JC8TT	71.09	48	0.69
PP-2JC8	129.67	97	0.75
PNP-2JC8	91.66	92.8	1.01
PP-3JC8	169.58	181	1.04
PP-3JC8TT	119.44	154	1.28
PP-JC12	112.7	109	0.97
PP-JCU12	84.22	73	0.87
PP-A12.5	86.76	72	0.86
PP-A12.5TT	86.84	72	0.84

Tableau 5.4 Comparaison des charges à la rupture prévues avec les résultats expérimentaux

Le calcul de charge ultime pour la poutre PNP-2JC8 s'est fait par la relation suivant (ACI 440.1R-03):

$$M_u = A_p \sigma_{pu} \left(d - \frac{\beta_1 C_b}{2} \right) ; C_b = d \frac{\varepsilon_{bu}}{\varepsilon_{bu} + \varepsilon_{pu}}$$

Où C_b est la hauteur de l'axe neutre de la section non précontraint correspondant à un taux équilibré de renforcement.

Le taux équilibré de renforcement est obtenue à partir de l'équation 5.37 avec $\varepsilon_{pe}=0$:

$$\rho_{eq} = 0.68 \times \frac{\sigma_{bu}}{\sigma_{pu}} \times \frac{\varepsilon_{bu}}{\varepsilon_{bu} + \varepsilon_{pu}}$$

Pour les données de notre étude;

$$\sigma_{bu} = 150 \text{ MPa}, \sigma_{pu} = 2500 \text{ MPa}, \varepsilon_{bu} = 0.3\%, \varepsilon_{pu} = 1.4\%$$

On trouve $\rho_{eq} = 0.72 \%$

Cette valeur est très proche de la valeur appliqué $\rho = 93/13750 = 0.68\%$ et par conséquent :

$$C_b = 32 \text{ mm} \Rightarrow M_u = 39.43 \text{ KN.m}$$

$$P_{ultime} = \frac{2 \times M_u}{0.85} = 92.8 \text{ KN}$$

On observe sur ce tableau que les valeurs des charges ultimes obtenues par les essais expérimentaux sont en général plus élevées que celles calculées. Cette différence diminue avec l'augmentation du taux de renforcement. Cette observation a été confirmée par (Burke et al. 2001) lorsqu'il a comparé cette approche de calcul avec les résultats expérimentaux disponibles dans la littérature. Il a conclu que cette approche peut être utilisée pour dimensionner les poutres en béton précontraintes par renforts PFRC car elle donne des valeurs qui vont dans le sens de la sécurité. On peut expliquer cette différence du fait que l'on n'a pas pris en compte la résistance résiduelle en traction du BFUP dans le calcul. L'absence de prise en compte a surtout des conséquences pour les poutres à faible taux de renforcement (poutre PP-JC8) pour lesquelles la ruine découle de la rupture du jonc carbone par traction par flexion. En effet, dans le cadre des poutres à fort taux de renforcement (poutres PP-3JC8 et PP-JC12) la rupture est causée par effort tranchant. D'autre part, si l'on compare les deux poutres précontraintes par trois joncs carbone, l'une ayant subi un traitement thermique on constate que ce traitement thermique dégrade les caractéristiques d'adhérence jonc PFRC/BFUP et cela se traduit par une différence très marquée entre la charge à rupture calculée et celle mesurée.

5.3.5 Calcul la résistance des poutres précontraintes à l'effort tranchant :

L'un des avantages des BFUP est que la résistance à l'effort tranchant apportée par les fibres peut permettre de ne pas mettre en place d'armatures transversales. D'après les recommandations de l'AFGC (2002) sur le BFUP la résistance à l'effort tranchant ultime V_u est donnée par :

$$V_u = V_{Rb} + V_f$$

Où : V_{Rb} est le terme de résistance du béton à l'effort tranchant (participation du béton),
 V_f est le terme de résistance des fibres à l'effort tranchant (participation des fibres).

- Dans le cas du béton armé :

$$V_{Rb} = \frac{1}{\gamma_E} \times \frac{0.21}{\gamma_b} \times K \times \sqrt{f_{cj}} \times b_0 \times z \quad \text{éq.5.44}$$

K est un paramètre qui s'écrit en compression $K = 1 + \frac{3 \times \sigma_{cm}}{f_{tj}}$ et en traction $K = 1 - \frac{0.7 \times \sigma_{cm}}{f_{tj}}$.

σ_m étant la contrainte moyenne de la section totale de béton sous l'effort normal de calcul et z le bras de levier ; $z = 0.9 \times d$.

- Dans le cas du béton précontraint :

$$V_{Rb} = \frac{1}{\gamma_E} \frac{0.24}{\gamma_b} \sqrt{f_{cj}} b_0 z \quad \text{éq.5.45}$$

La résistance à l'effort tranchant du béton (sans coefficient de sécurité) est donc égale à :

$$V_{Rb} = 0.24 \sqrt{150} \times 40 \times (0.9 \times 180) = 19 \text{ KN}$$

La participation des fibres à la reprise de l'effort tranchant s'exprime suivant l'équation :

$$V_f = \frac{S \times \sigma_p}{\gamma_{bf} \times \tan \beta_u} \quad \text{éq.5.46}$$

Où S est l'aire d'action des fibres estimée par : $S = b_w \times z$,

b_w est la largeur de l'âme de la poutre, $z = 0.9 \times d$

σ_p est la résistance résiduelle en traction après fissuration et s'exprime en fonction de l'ouverture de fissure :

$$\sigma_p = \frac{1}{K} \frac{1}{w_{lim}} \int_0^{w_{lim}} \sigma(w) dw \quad \text{éq.5.47}$$

Où :

- K est le coefficient d'orientation pour les effets généraux (= 1.25).
- $\sigma(w)$ la contrainte caractéristique expérimentale post-fissuration pour une ouverture de fissure w,

- $w_{lim} = \max (w_u ; 0,3 \text{ mm})$, w_u est l'ouverture de fissure ultime valant la valeur atteinte à l'ELU de résistance en flexion composée, sur la fibre extrême, sous le moment agissant dans la section.

De nombreux auteurs travaillant sur les bétons fibrés et les BFUP utilisent une loi exponentielle de contrainte-ouverture de fissures obtenue avec une approche micromécanique:

$$\sigma(w) = f_{ct} \times \left(1 - \frac{w}{w_u}\right)^\alpha \quad \text{éq.5.48}$$

D'après Li et al. (1993), $w_u = l_f / 2$ et $\alpha = 2$, alors que Behloul (1996) a trouvé que la valeur de α dépend de la distribution spatiale des fibres et vaut 4 dans le cas d'une distribution isotrope 3D et 2 dans le cas d'une distribution unidirectionnelle. Spasojevic (2008) a proposé une expression alternative :

$$\sigma(w) = \frac{f_{ct}}{\left(1 - \frac{w}{w_r}\right)^\alpha} \quad \text{éq.5.49}$$

Avec $\alpha=2$, $w_r=1\text{mm}$.

L'équation 5.48 couplées avec les valeurs $w_u = l_f / 2$ et $\alpha = 2$ donne : $\sigma_p = \frac{1}{K} \frac{f_{ct}}{3}$

Pour $K=1$ et $f_{ct} = 9\text{MPa}$ on trouve $\sigma_p = 3 \text{ MPa}$

La participation des fibres à la résistance à l'effort tranchant vaut donc :

$$V_f = \frac{0.9 \times 40 \times 180 \times 3}{1 \times \tan 30} = 34 \text{ KN}$$

Et la résistance totale du BFUP sans armature à l'effort tranchant vaut :

$$V = V_{Rb} + V_f = 19 + 34 = 53 \text{ KN}$$

Cette valeur semble très raisonnable lorsque l'on la compare avec les résultats et les modes de rupture obtenus dans le cadre de nos essais de flexion (tableau 4.1 chapitre 4). On constate que toutes les poutres dont la rupture s'est produite par effort tranchant présentent une charge à la rupture qui leur a permis d'atteindre leur résistance en cisaillement dans la zone d'effort tranchant (cas des poutres PP-3JC8, PP-2JC8 et PP-JC12).

5.3.6 Calcul de la flèche ultime à la rupture des poutres (section fissurée) :

Pour une section fissurée on néglige le béton qui travaille en traction (BPEL). La hauteur de l'axe neutre à la rupture peut être déterminée par l'équilibre des forces sur la section transversale.

- Pour les poutres avec un taux de renforcement $\rho < \rho_{eq}$:

$$X' = \frac{A_p \sigma_{pu}}{0.68 \times b \times f'_c}$$

- Pour les poutres avec un taux de renforcement $\rho > \rho_{eq}$:

$$X'^2 + \beta \left(1 - \frac{\varepsilon_{pe}}{\varepsilon_{bu}}\right) \times X' - \beta \times d = 0 \quad \beta = \frac{E_p \times A_p \times \varepsilon_{bu}}{0.68 \times b \times f'_c}$$

On trouve que dans tous les cas que l'axe neutre est situé dans la table de la poutre. Le moment d'inertie de la section fissurée est donc donné par :

$$I_{fissure} = \frac{b \times X'^3}{3} + n \times A_p (d - X')^2 \quad \text{éq.5.50}$$

L'apparition des fissures dans une poutre ne signifie pas que toutes les sections du béton sont fissurées. Cependant, la raideur en flexion (EI) diminue avec le développement des fissures. Le moment d'inertie effectif oscille entre sa valeur correspondant à la section fissurée équivalente à proximité des fissures et sa valeur correspondant à la section non-fissurée équivalente entre les fissures avec probablement une transition graduelle entre ces deux valeurs extrêmes. Ce principe est retenu dans le règlement américain (ACI 440-4R-04) qui propose un moment d'inertie effectif I_e oscillant entre la valeur correspondant à la section non-fissurée et celle d'une section fissurée. Ainsi, pour le calcul de la flèche sous l'effet d'un moment M excédant le moment de fissuration M_{cr} la valeur de l'inertie effective (I_e) est donnée par l'expression suivante :

$$I_e = \left(\frac{M_{fissure}}{M_a} \right)^3 \times \beta_d \times I_b + \left[1 - \left(\frac{M_{fissure}}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{fissure} \leq I_b \quad (\text{modèle ACI}) \quad \text{éq.5.51}$$

$$\text{Avec } \beta_d = 0.5 \times \left(\frac{E_p}{E_s} + 1 \right)$$

E_p et E_s sont les modules d'Young des renforts en PRF et en l'acier respectivement.

M_a est le moment fléchissant appliqué.

Cette approche nous permet d'évaluer la réponse charge-flèche dans la phase de fissuration. On peut en effet calculer la flèche de la poutre dans la phase de fissuration en fonction de la charge appliquée et du moment d'inertie (I_e) selon l'expression suivante :

$$\delta_f = \frac{P_f l^3}{24 E_b I_e} \left(\frac{3a}{l} - 4 \frac{a^3}{l^3} \right)$$

Nous pouvons donc appliquer cette relation à toutes les poutres testées pour calculer la flèche à la rupture et comparer la valeur calculée à celle obtenue expérimentalement (tableau 5.5)

Par exemple, pour calculer la flèche à la rupture de la poutre précontrainte par un jonc carbone lisse de diamètre 8mm (PP-JC8), on trouve :

$$X'=19 \text{ mm}, I_{\text{fissur}}=3913758 \text{ mm}^4, M_{\text{fissure}}/M_a=0.69, a=850 \text{ mm}, I_b=68101085 \text{ mm}^4$$

$$\beta_d=0.5(180/200+1)=0.95, \beta_1 * \beta_2=0.5, E_b=58 \text{ GPa},$$

$$I_e=16368090 \text{ mm}^4, P_f=(70.3/2) \text{ KN} \Rightarrow \delta=31 \text{ mm}$$

Poutre	Flèche (mm)		$\delta \text{ calc} / \delta \text{ exp}$
	Exp.	ACI	
PP-JC8	28.81	31	1,08
PP-JC8TT	42.31	32.2	0,76
PP-2JC8	45.63	44.83	0.98
PNP-2JC8	82.95	61	0.74
PP-3JC8	46.82	46.6	0.99
PP-3JC8TT	26.63	27.2	1,02
PP-JC12	32.34	36	1,09
PP-JCU12	54.28	43.8	0.81

Tableau 5.5 Comparaison des flèches à la rupture prévues avec les résultats expérimentaux

On observe en général une bonne corrélation entre les flèches expérimentales et les flèches calculées par le modèle ACI. Lorsqu'on compare les poutres PP-JC8 et PP-JC8TT on voit bien que le traitement thermique permet d'augmenter la valeur de la flèche ce qui rend le modèle moins prédictif. Ceci est dû à la dégradation de l'adhérence qui conduit à retirer une partie de la déformation de la pré-tension du jonc et par conséquent augmente la capacité à la déformation en traction par flexion de la poutre (la flèche augmente). Le modèle utilisé semble donc être applicable pour nos essais pour prédire la flèche des poutres en BFUP précontraintes par des joncs en PRFC. Nous avons reporté sur les figures 5.16 et

5.17 la réponse charge-flèche à mi-portée calculée et expérimentale obtenue pour les poutres PP-JC8 et PP-3JC8. Il est clair que le modèle donne une réponse bilinéaire. Dans la première partie linéaire (non fissurée) le moment d'inertie brut est identique pour les deux courbes jusqu'à la charge de fissuration. Après la première fissure, le moment d'inertie diminue avec l'ouverture de fissures ce qui se traduit par une augmentation de la flèche.

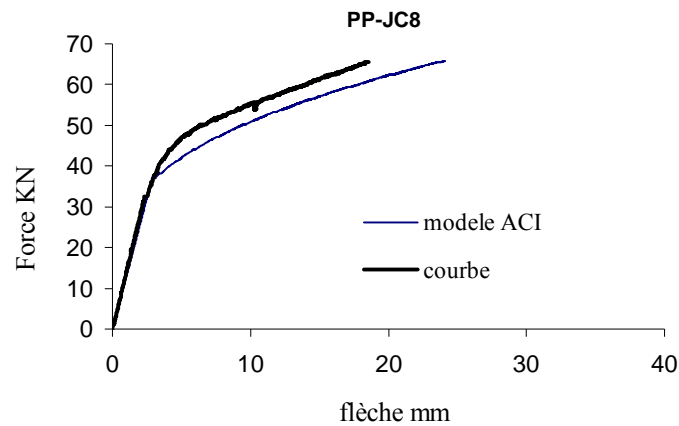


Fig.5.16 Comparaison entre le modèle ACI440.1R-03 et la courbe expérimentale obtenue pour la poutre PP-JC8

On observe que sur la figure 5.17 que le modèle traduit aussi assez bien le comportement obtenu expérimentalement.

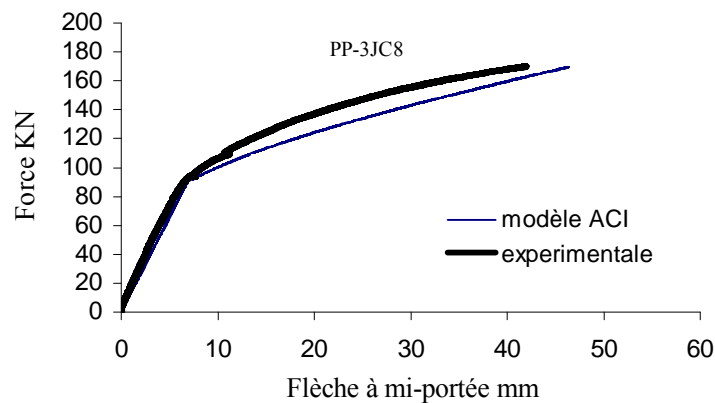


Fig.5.17 Comparaison entre le modèle ACI440.1R-03 et la courbe expérimentale obtenue pour la poutre PP-3JC8

6 Conclusions et perspectives

Les renforts en Polymères Renforcés de Fibres (PRF) sont maintenant proposés comme une solution alternative aux armatures en acier sujettes à la corrosion dans les infrastructures en béton. L'utilisation de PRF peut diminuer les coûts de réhabilitation et éviter le remplacement des structures endommagées par la corrosion. On trouve dans la littérature de nombreux résultats de travaux de recherche traitant de la mise en précontrainte par des renforts en PRF et notamment en PRFC (fibres de carbone), même si ces recherches se concentrent sur la performance à court terme. Nous exposons ci-après les principaux résultats de ces travaux, travaux qui traduisent les performances satisfaisantes des éléments précontraints par des renforts en PRFC. Dans un premier temps, les renforts en PRFC montrent de très bonnes caractéristiques mécaniques (résistance en traction, fatigue, relaxation...) et exhibent de bonnes propriétés en termes de durabilité. Les renforts en PRFC ont un comportement élastique linéaire et présentent une rupture fragile. Ils ont cependant un module d'Young inférieur à celui de l'acier et il semble préférable dans la mesure du possible de mettre en tension les torons PRFC (pour la mise en précontrainte des poutres) afin de leur ôter une grande partie de leur capacité de déformation et de rendre leur utilisation plus efficace en termes de résistance à la traction. D'autre part, la limite supérieure de la précontrainte des renforts en PRF est inférieure à celle des torons en acier, principalement en raison du phénomène de rupture par fluage des PRF. Le type de configurations de surface des renforts PRFC peut également influencer le comportement structural des poutres précontraintes en modifiant le mécanisme du transfert d'effort du renfort PRFC au béton. Enfin, l'absence d'un système d'ancrage simple et fiable utilisable pour la mise en tension des renforts en PRFC en raison de la faible résistance transversale des PRF constitue un obstacle technique à une utilisation généralisée des PRFC dans les utilisations de précontrainte.

Le comportement des renforts PRFC étant élastique linéaire fragile, la réponse charge vs flèche des poutres précontraintes par renforts en PRFC est bilinéaire sous les charges de service tout en exhibant des charges à la rupture plus élevées et des flèches ultimes plus petites que celles obtenues pour les poutres précontraintes par toron acier. Plusieurs méthodes ont été proposées pour améliorer la ductilité des éléments précontraints par des PRFC comme le confinement du béton et l'utilisation de renforts PRFC de précontrainte partiellement adhérent. Les essais de fatigue menés sur des poutres précontraintes avec des renforts en PRFC ont également montré des performances satisfaisantes. Très peu d'informations ont été publiées sur l'utilisation des Bétons Fibrés Ultra Performants (BFUP) dans les poutres précontraintes par PRFC. Les résultats de ces études ont montré que le remplacement du béton traditionnel (BO, BHP) par un BFUP peut considérablement améliorer le comportement des poutres en termes de ductilité.

Actuellement, les guides de conception des structures en béton avec des renforts en PRF suggèrent que les formules prescrites dans les codes traditionnels (développées pour le béton armé traditionnel) peuvent être utilisées pour des PRF en pondérant les résultats à l'aide de facteurs de modification. Ces facteurs sont généralement basés sur la rigidité relative des PRF à l'acier et semblent fournir une corrélation raisonnable lorsque l'on compare les résultats de calcul aux résultats d'essais.

Les BFUP, compte tenu des performances qu'ils présentent, peuvent s'adapter aux diverses contraintes et exigences des ouvrages d'art et ouvrir de grandes perspectives d'applications pour les ouvrages nécessitant résistances importantes, durabilité et esthétisme. Ils peuvent apporter une réponse aux évolutions majeures de la construction en permettant d'optimiser les dimensionnements (augmentation des portées, réduction des quantités de matériaux utilisés), de réduire la durée des chantiers et les coûts globaux des ouvrages, d'améliorer l'esthétique des parements et la pérennité des structures et d'offrir une liberté architecturale. Ne nécessitant en général ni vibration, ni armatures passives, les BFUP permettent une diminution de la pénibilité des conditions de travail sur les chantiers.

Aussi, afin d'améliorer la ductilité des poutres précontraintes avec des PRFC, nous avons choisi d'utiliser le BFUP dans ce travail de thèse. En effet, en considérant les propriétés mécaniques de ces deux matériaux, leur association peut conduire à des structures plus légères, plus durables et nécessitant une plus faible maintenance.

L'adhérence entre les joncs en PFRC et le béton est la clé du comportement composite des poutres en béton armé ou précontrainte par renforts en PFRC. Cependant, l'anisotropie des matériaux de type PRFC modifie le mécanisme de l'adhérence. Nous avons donc mené une campagne d'essais expérimentaux afin d'étudier la liaison entre des joncs carbone en PRFC et le BFUP. Trois types de surface: lisse, recouverte de sable et usinée ont été étudiés. Plusieurs conclusions peuvent être tirées de cette étude :

- La présence du tissu d'arrachage sur la surface des joncs carbone permet d'augmenter la rugosité du jonc. Cette rugosité combinée avec le BFUP qui possède une grande quantité de ciment donne une adhérence comparable à celle des joncs recouverts de sable.
- Les contraintes moyennes d'adhérence diminuent avec l'augmentation du diamètre des joncs en PFRC et de la longueur de scellement.
- L'usinage améliore l'adhérence des joncs lisses avec le BFUP et en particulier l'usinage courbe en spirale de rayon 4 mm. Cette augmentation de l'adhérence résulte de la contribution de trois mécanismes ; l'action mécanique des nervures du jonc en PFRC, l'adhésion chimique et le frottement.
- La différence entre les résultats obtenus lors des essais d'arrachement et des essais de flexion peut être expliquée par le fait que le béton entourant le jonc dans les essais pull-out est en compression alors que dans les essais de flexion il est en traction. L'état de compression réduit le risque de fissuration et augmente l'adhérence.

- La résistance de l'adhérence des joncs lisses est directement liée à la résistance interlaminaire du jonc carbone et donc de la résistance en cisaillement de la matrice (résine époxyde).

Nous avons de plus proposé un système d'ancrage système d'ancrage par adhérence pour la mise en tension des renforts en PRFC (mono-et multi-joncs). Des essais de traction ont été menés pour évaluer la performance de ce type de système d'ancrage avec échantillons mono et multi-joncs carbone (2 ou 3 joncs). Les résultats obtenus nous amènent à tirer les conclusions suivantes :

- Le système d'ancrage est économique, facile à fabriquer et à assembler et, possède des performances fiables.
- Un ancrage d'une longueur critique de 400 mm permet d'atteindre la résistance ultime en traction du jonc carbone de diamètre 8 mm avec fente.
- Il est recommandé d'utiliser du BFUP comme coulis de remplissage pour diminuer le fluage à long terme. De plus, l'adhérence entre le BFUP et le tube acier ne pourra être optimale que si la surface intérieure du tube en acier est suffisamment rugueuse (filetée par exemple).
- La présence de fente à l'extrémité du jonc carbone améliore la rigidité du système d'ancrage et réduit la longueur critique d'ancrage pour les joncs de diamètre 8 mm. Elle permet d'autre part de développer une charge permettant d'appliquer une contrainte de traction égale à 89% de la résistance en traction du jonc carbone de diamètre 12 mm.
- L'ancrage multi-joncs met en jeu des effets d'interaction entre les joncs à cause de la mécanique de transfert des efforts du jonc carbone au coulis. On observe alors une augmentation de la rigidité d'ancrage avec la charge appliquée. Une longueur d'ancrage de 500 mm est suffisante pour atteindre la résistance à la traction d'un système constitué de deux joncs carbone de diamètre 8 mm et pour atteindre au moins 87% de la résistance à la traction d'un système constitué de trois joncs diamètre 8 mm (Le dispositif d'essais n'a pas permis de porter l'ancrage à des niveaux de chargement supérieurs).

L'étude de la longueur de transfert a porté sur 12 poutres en BFUP précontraintes. 10 poutres ont été précontraintes avec des joncs PFRC et deux avec les torons en acier. La longueur de transfert a été mesurée à l'aide de jauges de déformations collées le long de la poutre. Les profils de déformations mesurées ont permis de déterminer les longueurs d'ancrage. D'après les résultats expérimentaux on peut conclure :

- La longueur de transfert du jonc carbone lisse de diamètre 8mm est égale à 56d.
- Cette longueur n'a pas changé avec l'augmentation du taux de renforcement.
- L'utilisation du jonc carbone usiné a réduit la longueur de transfert de 42d (cas de PP-JC12) à 30d (PP-JCU12).
- La comparaison entre la poutre PP-JC12 (jonc carbone lisse de diamètre 12 mm) et la poutre PP-A12.5 (toron acier 12.5mm) montre que la longueur de transfert est plus courte dans le cas du

toron en acier. Cependant, le jonc carbone usiné (PP-JCU12) a une longueur de transfert plus courte que celle obtenue avec le toron en acier.

- La mesure du glissement du renfort à l'extrémité de la poutre au relâchement peut être considérée comme une mesure indirecte de la longueur de transfert lorsqu'on utilise avec un bon coefficient de distribution des contraintes d'adhérence.

L'étude du comportement des poutres en BFUP précontraintes avec des joncs PFRC et des torons en acier sans armature de cisaillement a donné lieu à une étude expérimentale. Les résultats des essais de flexion 4 points réalisés démontrent les bonnes performances du béton précontraint sans acier en termes de charge de service et de résistance ultime. Les conclusions suivantes sont tirées:

- Les poutres précontraintes avec de l'acier et des joncs PFRC ont un comportement globalement similaire, ce qui confirme la capacité des joncs PFRC à remplacer les torons en acier. La rupture de la plupart des poutres s'est produite par effort tranchant (absence d'armature de cisaillement).
- Les poutres précontraintes par des joncs PFRC ont un rapport charge ultime/charge de fissuration allant de 1.7 à 2 alors que ce rapport est égal à 1.5 pour la poutre précontrainte avec un toron en acier.
- La mise en précontrainte des poutres en BFUP permet de réduire la flèche à la rupture excessive en supprimant une partie de déformation élastique des joncs carbone.
- Les poutres précontraintes avec des joncs PFRC ont été largement fissurées avant la rupture, l'espacement et l'ouverture des fissures étant plus importants que pour la poutre précontrainte avec toron en acier. La nature des fissures en termes de largeur, hauteur et longueur d'espacement visibles sur les poutres testées peut servir d'indicateur visuel lorsque les poutres approchent de l'état limite ultime.
- L'absence de plasticité des joncs PFRC se traduit par une ductilité réduite des poutres précontraintes. Cependant, les résultats ont montré une déformabilité suffisante des poutres avant la rupture.
- L'énergie stockée dans les poutres en béton précontraint par joncs PFRC est principalement élastique. On peut donc utiliser le rapport entre l'énergie totale et l'énergie élastique comme indice de la ductilité pour les poutres précontraintes par renforts en PFRC. Cet indice est cependant presque constant et ne distingue donc pas les poutres présentant des déformabilités différentes.
- En utilisant comme indice de déformabilité le rapport entre la flèche à la charge ultime et la flèche d'une section équivalente non fissurée on obtient une indication raisonnable du niveau de déformabilité des poutres BFUP précontraintes avec des renforts en PFRC.

Notre étude nous a permis de réaliser des essais de flexion sur des poutres en BFUP renforcés par des joncs PRFC. Nous avons fait le choix de réaliser une étude très exploratoire sur une thématique qui n'a

pas encore été beaucoup étudiée et d'étudier l'influence de la configuration des joncs PFRC, du taux de renforcement et du traitement thermique sur le comportement global des poutres (la charge de fissuration, la déformabilité, la charge à rupture, le mode de rupture). Pour des raisons pratiques nous avons dû limiter le nombre de poutres testées et n'avons pas pu reproduire les différentes configurations. Les résultats obtenus nous permettent donc de dégager des tendances à confirmer sur d'autres essais. On a pu néanmoins tirer des conclusions de notre étude expérimentale qui ont été exposées précédemment. Les résultats expérimentaux montrent que le traitement thermique des poutres en BFUP précontraintes par renforts PFRC provoque une perte de précontrainte d'environ 50%. Il faut peut-être modifier les conditions de traitement thermique pour ce type des poutres précontraintes et une étude de l'impact de la température sur l'adhérence est donc nécessaire. Les résultats en flexion montrent que les poutres précontraintes par PFRC ont un comportement global similaire aux poutres précontraintes par torons acier sous charge statique. Une étude sous chargement de fatigue et à long terme est également nécessaire pour quantifier les éventuelles pertes d'adhérence et donc de précontraintes causées par des chargements répétés. Le système d'ancrage que nous avons proposé présente une efficacité suffisante pour mettre en tension les joncs PFRC. Cependant, nous n'avons pas étudié la performance de cet ancrage en fatigue et des essais doivent être réalisés dans ce sens. D'autre part, concernant l'ancrage, on ne pourra proposer un système opérationnel que si ses dimensions sont optimisées ce qui nécessite un travail de modélisations analytiques et numériques. Les résultats obtenus sont très encourageants et ouvrent des perspectives pour l'utilisation des PRFC en tant que renforts actifs pour la précontrainte. Il reste néanmoins à étudier la mise en précontrainte par post-tension de renforts PFRC. Bien que l'utilisation des renforts PFRC sous cette forme d'application soit récente, l'association BFUP-PRFC s'avère appropriée d'un point de vue de la performance apportée et d'un point de vue de la durabilité. Une étude additionnelle s'avère donc nécessaire sur la durabilité des poutres précontrainte par renforts PFRC dans des conditions environnementales agressives.

Notre étude s'est concentrée sur des joncs en PFRC lisses produits la société Epsilon Composites que nous avons fait usiner. Il convient de reprendre certains essais en remplaçant ces joncs lisses par des joncs nervurés (joncs Leadline par exemple) qui sont moins sujets au cisaillement interlaminaire et pour lesquels de nombreux travaux de recherche ont été menés.

Comme nous l'avons déjà mentionné dans le corps du texte, des travaux supplémentaires sont à proposer dans le futur, d'un point de vue théorique et expérimental. D'un point de vue expérimental, ces travaux doivent permettre de confirmer (ou infirmer) les observations apportées lors de l'analyse des résultats d'essais de flexion de poutres précontraintes. D'un point de vue théorique, les comparaisons effectuées entre les résultats de calcul et les résultats expérimentaux obtenus pour les essais de flexion montrent que les modèles disponibles ne permettent pas d'appréhender correctement les phénomènes physiques mis en jeu dans les poutres en BFUP précontraintes par renforts PFRC. Il est donc nécessaire de mettre au point des modèles plus pertinents basés sur des approches différentes

capables de prédire le comportement global de poutres en BFUP précontraintes par renforts PFRC pour fournir aux ingénieurs de bureaux d'études des outils de dimensionnement.

7 Références

Abdelrahman, A.A.; Tadros, G.; and Rizkalla, S. H., (1995), “Test Model for the First Canadian Smart Highway Bridge,” ACI Structural Journal, V. 92, No. 4, July-Aug., pp. 451-458.

Abdelrahman, A.A., Rizkalla, S.H., (1997), “Serviceability of Concrete Beams Prestressed by Carbon Fiber Reinforced Plastic Bars”, ACI Structural Journal, Vol. 94, No. 4, Jul-Aug, pp. 447-457

Abdelrahman, A.A., Rizkalla, S.H., (1999), “Deflection Control of Concrete Beams Pretensioned by CFRP Reinforcements”, Journal of Composites for Construction, May, pp. 55-62

Achillides Z, Pilakoutas K. and Waldron P. (1997a) “ Bond behaviour of FRP bars to concrete”. Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures proceedings of the third international symposium. Vol. 2 Oct. pp. 341-348.

Achillides Z, Pilakoutas K. (2004) “Bond behavior of fiber reinforced polymer bars under direct pullout conditions”. ASCE J Compos Construct; 8(2):173-181.

ACI 440.1R-01 (2001) “Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars”

ACI 440.1R-03 (2003) “Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars” ACI Committee 440, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA.

ACI 440.3R-04 (2004) “Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures”.

ACI 440.4R-04 (2004) “Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons”.

ACI 440.1R-06 (2006): Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars

ACI 440R-07 (2007) : “Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures”, ACI Committee 440, American Concrete Institute.

ACI Committee 234. Guide for use of silica fume in concrete. ACI Mater J 1995;92(4):437-440.

ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-99),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1999.

Acker P., Behloul M. (2004), Ductal Technology: a Large Spectrum of Properties, a Wide Range of Applications, Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, pp. 11-23.

Adimi, R., and Benmokrane, B., (1997), "Fatigue Behaviour of GFRP bars Embedded in Concrete", Proceedings of Annual Conference of the Canadian Society of Civil Engineering, Sherbrooke, pp. 121-130.

Agarwal, B.D. and Broutman, L.J. (1990), Analysis and Performance of Fibre Composites, Second edition. Wiley-Interscience, New-York.

Al-Mahmoud F, Castel A, François R, Tourneur C. (2007) "Effect of surface pre-conditioning on bond of carbon fibre reinforced polymer rods to concrete". Cement Concr Compos;29(9):677–689.

Al-Mayah, A., Soudki, K. and Plumtree (2006) "Development and Assessment of a New CFRP Rod–Anchor System for Prestressed Concrete" Appl Compos Mater vol.13, pp. 321–334

Al-Mayah, A., Soudki, K. and Plumtree, A., (2001), "Experimental and Analytical Investigation of Stainless Steel Anchor for CFRP Prestressing Tendons", PCI Journal, Vol. 46, No. 2, pp. 88-100.

Al-Mayah, A., Khaled A. Soudki et Alan Plumtree (2007) "Novel Anchor System for CFRP Rod: Finite-Element and Mathematical Models" Journal Of Composites For Construction , September/October, pp.469-476.

Alwis, K. and Burgoyne, C. J. (2006), Time-Temperature Superposition to Determine the Stress-Rupture of Aramid Fibres, Applied Composite Materials, 13(4), 249-264.

Al-Zahrani, Mesfer Muhammad (1995), "Bond Behavior of Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcements With Concrete" Ph.D. Thesis, Pennsylvania State University, December .

Al-Zahrani MM, Al-Dulaijan SU, Nanni A, Bakis CE, Boothby TE (1999). Evaluation of bond using FRP rods with axisymmetric deformations. Constr Build Mater; 13(6):299-309.

Al-zahrani, M M., Nanni, A, Al-Dulaijan, S. U., and BAKIS, C. E. (1996). Bond of FRP to concrete in reinforcement rods with axisymmetric deformations. Advanced composite materials in bridges and structures. Canadian Society for Civil Engineers. Montreal, Quebec. pp. 853-861.

Ando, N., Matsukawa, H., Hattori, A. and Mashima, A. (1997), Experimental Studies on the Long-term Tensile properties of FRP Tendons, Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3), Sapporo, Japan, Vol. 2, 203-210.

Antonio Nanni, Charles E. Bakis, Edward F. O’Neilt and Troy . Dixon (1996), "Short-term sustained loading of FRP tendon anchor systems" Construction and Building Materials, Vol. 10, No. 4, pp. 255-266.

Arockiasamy, M., Zhuang, M., and Sandepudi, K., (1995), "Durability Studies on Prestressed Concrete Beams with CFRP Tendons", in Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2), August 23-25, Ghent, Belgium, pp. 456-462.

Audenaert, K. and Taerwe, L. and Gazouli, D. (2001). , "Stress-Rupture of FRP: State of the Art", Proceedings of the Fifth Fibre-Reinforced Polymers for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-5), England, Cambridge, July, pp. 517-526.

Bakis CE, Uppuluri V S, Nanni A. (1998) "Analysis of bonding mechanisms of smooth and lugged FRP rods embedded in concrete". Compos Science and Technology; 58(8):1307-1319.

Balázs, G. L (1993). "Transfert Length of prestressing strand as a function of draw-in and initial prestress" PCI Journal, march-April, pp. 86-93.

Balázs, G. L. and Borosnyoi, A., (2001a), "Cracking in CFRP Prestressed Members", Proceedings of the 5th International Conference on FRP Reinforcement for Concrete Structures, FRPRCS-5, 15-17 July 2001, Cambridge, Ed. Chris Burgoyne, pp. 609-618.

Balázs, G. L. and Borosnyoi, A., (2001), , "Long-term Behaviour of FRP", Proceedings of the International Workshop Composites in Construction: A Reality, Cosenza, E., Manfredi, G., and Nanni, A., eds., American Society of Civil Engineers, Reston, 84-91.

Bank, L.C. and Gentry, T.R. (1995), "Accelerated Test Methods to Determine the Long-Term Behaviour of FRP Composite Structures: Environmental Effects", Journal of Reinforced Plastic and Composites, Vol. 14, 558-587.

Barbero, E.J., (1999), "Introduction to Composite Materials Design", Taylor & Francis, Philadelphia.

Behloul M. (1996), Analyse et modélisation du comportement d'un matériau `a matrice cimentaire fibré `a ultra hautes performances, E.N.S. Cachan, doctoral thesis, 182 p., Cachan, France, Décembre.

Behloul M., Lee K. C. (2003), "Ductal® Seonyu footbridge, Structural concrete", Journal of the fib, Vol. 4, Nr. 4, pp 195-201, December.

Benmokrane, B. (1994) "Grouted anchorages for aramid fibre reinforced plastic prestressing tendons: Discussion". Canadian Journal of Civil Engineering, 21: 713-715.

Benmokrane, B., Xu, H., and Nishizaki, I. (1997). "Aramid and carbon fibre-reinforced plastic prestressed ground anchors and their field applications" Canadian Journal of Civil Engineering, 24(6): 968-985.

Benmokrane, B., Zhang, B., and Chennouf, A. (2000) "Tensile properties and pullout behaviour of AFRP and CFRP rods for grouted anchor applications" Construction and Building Materials, 14(3): 157-170.

Benmokrane, B. and El-Salakawy, E. F. (2002), "Construction, Design, and Monitoring of a Bridge Deck Reinforced with FRP Bars: Wotton Bridge", Proceedings, 1st International Workshop on Structural Health Monitoring of Innovative Civil Engineering Structures, Winnipeg, Manitoba, Sept. 19-20, pp. 175-184.

Benmokrane, B and Zhang B (2004) " Design and evaluation of a new bond-type anchorage system for fiber reinforced polymer tendons" Can. J. Civ. Eng. Vol. 31, pp. 14-26 .

Benmokrane, B., Wang, P., Gentry, T.R., and Faza, S. (2001), Test Methods to Determine Properties of FRP Rods for Concrete Structures, Proceedings of the International Workshop "Composites in Construction: A Reality", Cosenza, E., Manfredi, G., and Nanni, A., eds., American Society of Civil Engineers, Reston 75-83.

Benmokrane B, Tighiouart, B. And Chaallal, O. (1996). Bond strength and load distribution of composite GFRP reinforcing bars in concrete. ACI Material Journal. Vol. 93 No. 3 pp. 246-253.

Benmokrane B, Zhang B, Laoubi K, Tighiouart B, Lord I. (2002) Mechanical and bond properties of new generation of carbon fibre reinforced polymer reinforcing bars for concrete structures. Can. J. Civ. Eng ;29(2):338-343.

Benzarti K; Cangemi L; Dal Maso F (2001) "Transverse properties of unidirectional glass/epoxy composites: influence of fibre surface treatments" Composites Part A-Applied Science and Manufacturing Volume: 32 Issue: 2, Pages: 197-206

Benzarti K; Pastor M; Chaussadent T(2002) "Polymer adhesives in civil engineering: Effect of environmental parameters on thermomechanical properties". 8th Japanese/European Symposium on Composite Materials: tokyo univ sci, tokyo, japandate: april 16-17, 2002.

Blankenship, L. T., White, M. N., and Puckett, P. M. (1989), "Vinyl ester resins: versatile resins for composites" Proceedings of the 34th International SAMPE Symposium, Vol. 34, pp. 234-245. Cité par Lawrence C. Bank COMPOSITES FOR CONSTRUCTION: Structural Design with FRP Materials.2006 JOHN WILEY & SONS, INC USA.

Braimah, A.; Green, M. F.; and Soudki, K. A., (1996), "Eliminating Steel from Bridge Deck Slabs by Combining CFRP Tendons with Polypropylene FRC," Proceedings of the Second International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures (ACMBS2), Montreal, Quebec, Canada, Aug., pp. 735-742.

Brown, V., and Bartholomew, C. (1996), "Long-term Deflections of GFRP-Reinforced Concrete Beams," Proceedings of the First International Conference on Composites in Infrastructure (ICCI-96), Tucson, Ariz., pp. 389-400.

Budelman, H., and Rostasy, F. S. (1993), Creep Rupture Behaviour of FRP Elements for Prestressed Concrete-Phenomenon, Results and Forecast Models, Proceedings of ACI International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures, Vancouver, 87-100.

Burgoyne, C. J. (1997). Rational use of advanced composites in concrete. Non metallic (FRP) reinforcement for concrete structures proceedings of the third international symposium. Vol. 1 Oct pp. 75-88.

Burke, C. R., and Dolan, C. W., (2001), "Flexural Design of Prestressed Beams using FRP tendons" PCI Journal March-April ,pp 76-87.

Byung-Wan Jo, Ghi-Ho Tae And Byung-Yun Kwon (2004) "Ductility Evaluation of Prestressed Concrete Beams with CFRP Tendons" Journal of Reinforced Plastics and Composites, vol. 23, no. 8, pp. 843-859.

Campbell, T. I., Shrive, N. G., Soudki, K. A., AL-Mayah, A., Keatley, J. P., and Reda, M. M., (2000), "Design and Evaluation of A Wedge-Type Anchor for FRP Tendons", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 27, No. 5, pp. 985-992.

CAN/CSA (2000), Section 16 - Fiber Reinforced Structures, Canadian Standards Association, Canadian Highways Bridge Design Code.

CAN/CSA (2006) - Canadian Highway Bridge Design Code, Final Draft.

CAN/CSA A23.3 (2004), Design of concrete structures, Canadian Standards Association, Toronto, Ontario, Canada.

CAN/CSA-S6-00 (2000), Canadian Highway Bridge Design Code, Canadian Standards Association, Toronto, Ontario, Canada.

CAN/CSA-S806-02 (2002), Design and Construction of Building Components with Fibre Reinforced Polymers, Canadian Standards Association, Toronto, Ontario, Canada.

CEN (2004), "Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1:2004)," Comité Européen de Normalisation, Brussels, 225pp.

Chang, K. K. (2001), Aramid Fibers, ASM Handbook, Volume 21 Composites, ASM International, Material Park, Ohio, 41-45.

Chen YW, Li VC (1997) "Effects of transition zone, densification on fiber /cement paste bond strength improvement". Advance Cement Based Mater ;5(1):8 – 17.

Chen YW, Chu S-H (2004). "Effect of silica fume on steel fiber bond characteristics in reactive powder concrete". Cement Concr Res ;34(7):1167–1172.

Chin, J.W., Nguyen, T. and Aouadi, K. (1998), Effects of Environmental Exposure on Fiber-Reinforced Plastic (FRP) Materials Used in Construction, Journal of Composites Technology and Research, 19(4), 205-213.

Comité-Euro-International du Béton "CEB-FIP model code 1990 « Thomas Telford, Great Brintain 1993, 416.pp

Clarke, J. L. (Ed.) (1993) "Alternative Materials for the Reinforcement and Prestressing of Concrete", Chapman & Hall, London, pp.204.

Clarke, J. L. and O'Regan, D. P. (1995). "Design of Concrete Structures Reinforced with Fibres Composite Rods", Proceedings of the Second International RILEM Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures FRPRCS-2, England, London, pp. 646-653.

Conrad, J.O., Bakis, C.E., Boothby, T.E. and Nanni, A. (1998). Durability of Bond of Various FRP Rods in Concrete, In: Proceedings of CDCC'98, pp. 299-310, Sherbrooke, Canada

Cosenza E, Manfredi G, Realfonzo R (1997). "Behaviour and modelling of bond of FRP rebars to concrete". ASCE J Compos Construct; 1(2): 40-51.

Cosenza e. Manfredi g., and Realfonzo R. (2002). "Development length of FRP straight rebars." Journal of composites: Part B: Engineering. vol. 33, pp.493-504

Cousins, T. E., Johnston, D. W., and Zia, P. (1990), "Transfer and Development Length of Epoxy Coated and Uncoated Prestressing Strands," PCI Journal, V. 35, No. 4, July-August pp. 92-103.

Currier, J., (1995) "Deformation of Prestressed Concrete Beams with FRP Tendons," MS thesis, Department of Civil and Architectural Engineering, University of Wyoming, Laramie, Wy., 112 pp.

Daniel, I. and Ishai, O. (1994), "Engineering Mechanics of Composite Materials" Oxford University Press, Oxford.

Dejke, V. and Tepfers, R. (1997), "Durability and service life prediction of GFRP for concrete reinforcement", Proceedings of FRPRCS-5, Edited by Ch. Burgoyne, University of Cambridge, Volume 1, Thomas Telford, London, ISBN 0 7277 3029 0,505-514.

De Larrard F, Schaller I, Fuchs J. (1993) "Effect of the bar diameter on the bond strength of passive reinforcement". ACI Mater J ;90(4):333-339.

Dolan, C. W., (1999), "FRP Prestressing in the USA," Concrete International, V.21, No. 10, Oct., pp. 21-24.

Dolan, C. W., (1990), "Developments in Non-Metallic Prestressing Tendons," PCI Journal, V. 35, No. 5, Sept., p. 80.

Dolan, C. W., and Burke, C. R., (1996), "Flexural Strength and Design of FRP Prestressed Beams," Proceedings of the Second International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures (ACMBS2), Montreal, Quebec, Canada, Aug., pp. 383-390.

Dolan, C.W., Hamilton, H.R., Bakis, C.E., Nanni, A., (2000), "Design Recommendations for Concrete Structures Prestressed With FRP Tendons, Final Report," Department of Civil and Architectural Engineering Report DTFH61-96-C-00019, University of Wyoming, Laramie, Wyo., May, 113 pp.

Dolan, C. W., (1993), "FRP Development in the United States", Fibre-Reinforced Plastic "FRP" Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications, Nanni, A., Ed., Elsevier Science Publishers, pp. 129-163.

Domenico, N., (1995), "Bond Properties of CFCC Prestressing Strands in Pretensioned Concrete Beams," MSc thesis, Department of Civil Engineering, University of Manitoba, Winnipeg, Manitoba, Canada, 160 pp.

Domenico, N. G. – Mahmoud, Z. I. – Rizkalla, S. H. (1998) "Bond Properties of Carbon Fiber Composite Prestressing Strands", ACI Structural Journal, May-June 1998, vol.95(3) pp. 281-290.

Dye, W. K.; Bakis, C. E.; and Nanni, A., (1998), "Accelerated Testing of Carbon FRP Tendon-Anchor Systems for Post-Stressed Concrete Applications," Proceedings of the First International Conference on Durability of Composites for Construction, V. 2, Sherbrooke, Quebec, Canada, pp. 463-473.

Ehsani, M. R., Saadatmanesh, H., and Nelson, C. T. (1997), "Transfer and Flexural Bond Performance of Aramid and Carbon FRP Tendons," PCI Journal, V. 42, No. 1, January-February, pp. 76-86.

Ellyin, F., and Kujawski, D., (1992), "Fatigue Testing and Life Predictions of Fibre glass Reinforced Composites", Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Neale and Labossiere, Eds., CSCE, Monterai, pp. 111-118.

Erki, M. A. and Rizkalla S. H., (1993), "FRP Reinforcement for Concrete Structures", Concrete International, June, pp. 48-53.

Epaarachi, J. A. and Clausen, P. D. (2003), An Empirical Model for Fatigue Behaviour Prediction of Glass-fibre Reinforced Plastic Composites for Various Stress Ratios and Test Frequencies, Composites Part A: Applied science and manufacturing, 34(4), 313-326.

F. Al-Mahmoud, A. Castel, R. François, and C. Tourneur (2007), "Effect of surface pre-conditioning on bond of carbon fibre reinforced polymer rods to concrete, Cement & Concrete Composites vol. 29, pp. 677–689.

Fam, A. Z. – Abdelrahman, A. A. – Rizkalla, S. H. – Saltzberg, W. (1995) "FRP Flexural and Shear Reinforcements for Highway Bridges in Manitoba, Canada", Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2), Ghent 1995, (Ed. L. Taerwe), E & FN Spon, London. pp. 395-402.

Fam, A. Z., Rizkalla, S. H., and Tadros, G., (1997), "Behaviour of CFRP for Prestressing and Shear Reinforcement of Concrete Highway Bridges", ACI Structural Journal, Vol. 94, No. 1, January-February, pp. 77-86,

Faza, S. S. and GangaRao, H. V. S. (1993) Theoretical and Experimental Correlation of Behaviour of Concrete Beams Reinforced with Fibre Reinforced Plastic Rebars, Fibre-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures (SP-138), A. Nanni and C. W. Dolan, eds, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 599-614.

Ferrier E., Michel L., Jurkiewicz b., Hamelin P. (2011) "Creep behaviour of adhesives used for external FRP strengthening of RC structures Construction and building materials, Volume 25, n°2, february 2011, pp 461-467.

Ferry, J. D. (1980), Viscoelastic Properties of Polymers, 3rd edition, Willey, New York.

FREYSSINET, E. (1926). Une révolution dans les techniques du béton. Librairie de l'Enseignement Technique, Editeur Léon Eyrolles, Paris. Cited by Leonhardt (1964). In Prestressed concrete - design and construction. Wilhelm Ernst, Berlin.

FREYSSINET, E. (1959). Naissance du béton précontraint et vues d'avenir. Travaux 38 Nr. 226, Juni, S. 463-474 D. Cited by Leonhardt (1964). In Prestressed concrete - design and construction. Wilhelm Ernst, Berlin.

Gangarao, H.V.S. and Vijay, P.V. (1997), Aging of Structural Composites Under Varying Environmental Conditions, Proceedings of the 3rd International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Vol 2, 91-98.

Gay, D., Hoa, S.V. and Tsai, S. W. (2003). Composite Materials. Design and Applications, CRC Press, Boca Raton.

Gentry TR, Hudak CE. (1996) "Thermal compatibility of plastic composite reinforcement for concrete". In: Proceedings of the 2nd Symposium on advanced composite materials in bridges and structures, Montreal, Quebec, Canada; pp. 149-156

Gerritse, A. (1993) "Aramid-based prestressing tendons", Alternative Materials for the Reinforcement and Prestressing of Concrete, Ed. Clarke, Chapman & Hall, London, 1993, pp. 172-199.

Gibson, R. F. (1994), Principles of Composite Material Mechanics, McGraw-Hill, New York.

Grace, N. F. (2000) "Transfer Length of CFRP/CFCC Strands for Double-T Girders", PCI Journal, September-October 2000, pp. 110-126.

Grace, N. F., and Abdel-Sayed, G., (1998a) "Ductility of Prestressed Bridges using CFRP Strands," Concrete International, V. 20, No. 6, June, pp. 25-30.

Grace, N.F., Navarre, F.C., Nacey, R.B., Bonus, W., Collavino, L., (2002) "Design-Construction of Bridge Street Bridge - First CFRP Bridge in the United States", PCI Journal, Vol. 47, No. 5, Sep-Oct, pp.20-35

Greco, C., Manfredi, G., Pecce, M. and Realfonzo, R. (1998). Experimental Analysis of Bond Between GFRP Deformed Rebars and Concrete. Proceedings of the 8th European Conference on Composite Materials ECCM-8, Italy, Naples, pp. 301-308.

Hancox, N.L., Mayer, R.M. (1994) "Design data for reinforced plastics, a guide for engineers and designers ", ed. Chapman & Hall.

Harada, T.; Idemitsu, T.; Watanabe, A.; Khin, M.; and Soecha, K., (1993), “New FRP Tendon Anchorage System Using Highly Expansive Material for Anchoring,” FIP Symposium 93, Kyoto, pp. 711-718.

Harada, T.; Soeda, M.; Enomoto, T.; Tokumitsu, S.; Khin, M.; and Idemitsu, T., (1997), “Behavior of Anchorage for FRP Tendons Using Highly Expansive Material Under Cyclic Loading,” Non-Metallic Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, Proceedings FRPRCS-3, V. II, pp. 719-726.

Hayes, M.D., Garcia, K., Verghese, N. and Lesko, J.J. (1998), “The Effects of Moisture on the Fatigue Behavior of a Glass/Vinyl Ester Composite”, Proceedings of the 2nd International Conference on Fibre Composites in Infrastructure ICCI'98, Vol. 1, 1-13.

Hercules Aerospace Co., (1995), Task 6, “Cable and anchorage technology, state-of-the-art report”, Technical Report, 76 pp.

Hollaway, L. (1993), Polymer Composites for Civil and structural Engineering, Blackie Academic & Professional, Glasgow.

Holte, L.E., Dolan, C.W., and Shmidt, R.J., (1993a) , “Anchorage of Non-Metallic Prestressing Tendons”, Department of Civil and Architectural Engineering. University of Wyoming. USA, 102 pp.

Holte, L.E., Dolan, C.W., and Shmidt, R.J., (1993b), “Epoxy Socketed Anchors for Non Metallic Prestressing Elements”, International Symposium of Fibre-Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures, Nanni, A., and Dolan, C.W., Ed., ACI SP-138. pp. 381-400.

Hoyer, E., Friedrich, E., (1939), “Beitrag zur Frage der Haftspannung in Eisenbetonbauteilen” Contribution towards the Question of Bond Strength in Reinforced Concrete Members), Beton und Eisen, Berlin, Vol. 38, No. 6, pp. 107-110 cité par Saidi.

Holland, R. (1997) “appraisal and repair of reinforced concrete”. 1st ed., Thomas Telford Ltd., London.

Hull, D. and Clyne, T. W. (1996), “An Introduction to Composite Materials”, 2nd edition, Cambridge University Press, Cambridge.

Hyett, A.J., Bawden, W.F., and Reichert, R.D. (1992). The effect of rock mass confinement on the bond strength of fully grouted cable bolts. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 29(5): 503–524.

Ishida, Kobayaski, Cho and Noritake, (1986). “Research on prestressed concrete using FRP rods as prestressed tendons,” Proceedings of the Japan Concrete Institute, pp. 657-660. Cited in Machida, A., ed. (1993).

Issa, M., Sen, R., and Amer, A., (1993) "Comparative Study of Transfer Length in Fiberglass and Steel Pretensioned Concrete Members," PCI Journal, V. 38, No. 6, November-December, pp. 52-63.

Jaeger, L. G, Tadros, G., and Mufti, A. A., (1995), "Balanced Section, Ductility and Deformability in Concrete with FRP Reinforcement", Research Report No. 2, Nova Scotia CAD/CAM Centre, Technical University of Nova Scotia, p. 30. Cité par Braihm Abass.

Jian YANG and Zhi FANG (2007) "flexural behavior of ultra high performance concrete beams prestressed with cfrp tendons", Proceedings of the 8th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures, FRPRCS-8, july 16-18, Patras, Greece, pp. 1-8.

Jones, R.M. (1999), Mechanics of composite materials, Taylor & Francis, Philadelphia, USA.

JSCE-E 531 (1995), Test Method for Tensile Properties of Continuous Fiber Reinforcing Materials, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan.

JSCE-E 533 (1995), Test Method for Creep Failure of Continuous Fiber Reinforcing Materials, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan.

JSCE-E 534 (1995), Test Method for Long-term Relaxation of Continuous Fiber Reinforcing Materials, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan.

JSCE-E 535 (1995), Test Method for Tensile Fatigue of Continuous Fiber Reinforcing Materials, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan.

JSCE-E 536 (1995), Test Method for Coefficient of Thermal Expansion of Continuous Fiber Reinforcing Material by Thermo-mechanical Analysis, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan.

JSCE-E 540 (1995), Test Method for Shear Properties of Continuous Fiber Reinforcing Materials by Double Plane Shear, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan.

JSCE (1997) "Recommendations for the Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fibre Reinforced Materials".

JSCE 2006 Guidelines for Concrete, No. 9 "Recommendation for design and construction of ultra high strength fiber reinforced concrete structures".

Kakihara, R., Kamiyoshi, M., Kumagai, S. and Nortake, K. (1991). "A New Aramid Rod for the Reinforcement of Prestressed Concrete Structures, " Advanced Composites Materials in the Civil Engineering Structures Proceedings, Las Vegas, January 31, MT Div/ASCE, pp. 132-142.

Kanakubo, T., Yonemaru, K., Fukuyama, H., Fujisawa, M., Sonobe, Y. (1993). "Bond Performance of Concrete Member Reinforcement with FRP Bars, " Fibre-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures - International Symposium, SP-138, American Concrete Institute, pp. 767-788.

Kato, Y., Yamaguchi, T., Nishimura, T. and Uomoto, T. (1997), "Computational model for deterioration of aramid fibre by ultraviolet rays", Proceedings of the 3rd International Symposium Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Vol. 2, 163-170.

Katz, A., Berman, N. and Bank, L.C. (1999), Effect of high temperature on bond strength of FRP rebars, Journal of Composites for Construction, 3(2), 73-81.

Kerstens, J.G .M., Bennenk W., and Camp, J. W., (1998), "Prestressing with Carbon Composite Rods: A Numerical Method for Developing Reusable Prestressing Systems", ACI Structural Journal, Vol. 95, No. 1, pp. 43-50.

Kim, P., and Meier, U., (1991), "CFRP Cables for Large Structures," Proceedings of the Specialty Conference on Advanced Composites Materials in Civil Engineering Structures, ASCE, Las Vegas, Nev., pp. 233-244.

Kobayashi, K., and Cho, R. (1984). "A Study on Development on Fiber Reinforced Plastics Rods for Pre-stressing Tendons (part 1), " Seisan-kenjyu Journal of Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Vol. 36, No. 8, Cited in Machida, A., (ed.) (1993).

Kollar, L.P. and Springer, G.S. (2003), Mechanics of Composite Structures, Cambridge University Press, New York, USA.

Lankard, D.R., Thompson, N., Sprinkel, M.M., and Virmani, Y.P. (1993). "Grouts for bond post-tensioned concrete construction: protecting prestressing steel from corrosion". ACI Materials Journal, 90(5): 406–414.

Lees, J.M. - Burgoyne, C.J. (1996) "Influence of Bond on Rotation Capacity of Concrete Pretensioned with AFRP", Second International Conference in Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, (Ed. M.M. El- Badry), Editor, Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, Quebec 1996. pp. 901-908.

Lees, J.M. - Burgoyne, C.J. (1999a) "Experimental Study of Influence of Bond on Flexural Behaviour of Concrete Beams Pretensioned with Aramid Fiber Reinforced Plastics", ACI Structural Journal, V. 96, No. 3, May-June 1999, pp. 377-385.

Leonhardt, F. 1964. Prestressed concrete, design and construction. Wilhelm Ernst & Sohn, Inc., Berlin and Munich.

LE ROY Robert, HOAI Son Pham ; FORET Gilles, (2009) "New wood composite bridges" European journal of environmental and civil engineering Y. 2009, vol. 13, No. 9, pages 1125-1139.

Leung, H. Y. and Burgoyne, C. (2001). "Prestressed Concrete Beam with Aramid Fibre Compression Confinement and External Tendons, " Proceedings of the Fifth international conference on Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-5), Cambridge, July, Vol. 2, pp. 875-884.

Li V. C., Stang H., Krenchel H., (1997) "Micromechanics of crack bridging in fiber-reinforced concrete", Materials and Structures 26, pp. 486-494, 1993.

Lu, Z., Boothby T. E., Bakis C.E. et Nanni A. (2000) "Transfer and Development Lengths of FRP Prestressing Tendons" *PCI Journal*, V. 38, No. 6, March-April pp.80-91.

Lutz, L.A., and Gergely, P. (1967). Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete. *ACI Journal Proceedings*, 64(11): 711–721.

Machida, A. (1993), State-of-the-Art Report on Continuous Fiber Reinforcing Materials, Society of Civil Engineers (JSCE), Tokyo, Japan.

Machida, A. (1997), Recommendation for design and construction of concrete structures using continuous fiber reinforcing materials, Concrete Engineering Series 23, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan.

Mahmoud M. Reda Taha¹ and Nigel G. Shrive (2003) "Ultra High Performance Concrete (UHPC) Anchors For Posttensioning cfrp Tendons: A Step Towards Metal-Free Structures". *Concrete international*, vol. 25, no. 8, pp 35-40.

Mahmoud, Z. I. - Rizkalla, S. H. (1996) "Bond of CFRP Prestressing Reinforcement", *Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, (Ed. M.M. El-Badry), Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, Quebec. pp. 877-884.

Maissen, A. and De Smet, C. A. M., (1995), "Comparison of Concrete Beams Prestressed with Carbon Fibre Reinforced Plastic and Steel Strands". in *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2)*, August 23-25, Ghent, Belgium, pp. 379-386.

Mallick P. K., (1988), *Fiber Reinforced Composites, Materials, Manufacturing and Design*, Marcel Dekker Inc., New York, USA.

Malvar, L. J. (1994). "Tensile and Bond Properties of GFRP Reinforcing Bars, " *ACI Material Journal*, 92(3): pp. 276 - 285.

Malvar, L. J., and Bish, J., (1995), "Grip Effects in Tensile Testing of FRP Bars," *Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2)*, *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Ghent, Belgium, Aug., pp. 108-115.

Mandell, J. F. (1982), *Fatigue Behavior of Fiber-Resin Composites. Developments in Reinforced Plastics*, Applied Science Publishers, London, Vol.2, 67-107.

Mathys, S. and Taerwe, L., (1998), 'long-term Behaviour of Concrete Slabs Pre-tensioned with AFRP or Prestressing Steel', in *Durability of Fibre Reinforced Polymer (FRP) Composites for Construction*, (Editors: Benmokrane, B. and Rahman, H.), pp. 95-106.

Maxwell, A.S., Broughton, W.R., Dean, G. and Sims, G. D. (2005), Review of accelerated ageing methods and lifetime prediction techniques for polymeric materials, NPL Report DEPC MPR 016, National Physical Laboratory.

McKay, K. S. et Erki, M. A., (1993), Tlexural Behaviour of Concrete Beams Pretensioned with Aramid Fibre Reinforced Plastic Tendons ", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 20, No. 4, August, pp. 688-695.

Meier, U., (1992), "Carbon Fiber Reinforced Polymers: Modern Materials in Bridge Engineering," Structural Engineering International, Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering, V. 2, No. 1, pp. 7-12.

Meier, U., (1995), "Extending the Life of Cables by the Use of Carbon Fibres", IABSE Symposium, San Francisco, USA, pp. 1235-1240.

Mertol, H.C., Rizkalla, S., Scott, P., Lees, J.M., El-Hacha, R., (2006) "Durability and Fatigue Behavior of High-Strength Concrete Beams Prestressed with CFRP bars", ACI Special Publication SP245-1, "Case Histories and Use of FRP for Prestressing Applications", pp. 1-20

Mitchell, D., Cook, W. D., Khan, A. A., and Tham, T. (1993), "Influence of High Strength Concrete on Transfer and Development Length of Pretensioning Strand," PCI Journal, V. 38, No. 3, May-June, pp. 52-66.

Mochida, S., and Hoshijima, T. (1996) "Evaluation of anchorage capacity for ground anchor using high strength carbon materials" Proceedings of the 2nd International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Montréal, Que., 11–14 August 1996. pp. 943–950.

Mufti A.A., Newhook J.P. and Tadros G. (1996) "Deformability versus ductility in concrete beams with FRP reinforcement", Advanced Composite Materials in Bridges and Structures-2nd international conference, The Canadian Society of Civil Engineering, pp.189-199.

Naaman, A. E., et al, (1993), "Partially Prestressed Beams with Carbon Fibre Composite Strands: Preliminary Tests Evaluation", in Fiber-Reinforced-Plastic-Reinforcement for Concrete Structures. International Symposium (Editors: Nanni, A. and Dolan, C. W.) ACI Publication, SP-138.

Naaman, A. E., and Jeong, S. M., (1995), "Structural Ductility of Concrete Beams Prestressed with FRP Tendons," Non-metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2), Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Ghent, Belgium, Aug., pp. 379-386.

Nanni, A., Al-Zaharani, M. M., Al-Dulaijan, S. U., Bakis, C. E. and Boothby, T. E. (1995). Bond of FRP reinforcement to concrete – Experimental results. In Taerwe (1995), pp. 135-145.

Nanni, A., Bakis, C.E., and Dixon, T.O. (1996). Performance of FRP tendon-anchor systems for prestressed concrete structures. PCI Journal, 41(1): 34–43.

Nanni, A., Bakis, C. E. and Boothby, T. E. (1995). "Tests Methods for FRP-Concrete Systems Subjected to Mechanical Loads: State of the Art Review, " Journal of Reinforced Plastics and Composites, 14 (6), pp. 524-558.

Nanni, A., Bakis, C. E., O'Neil, P. E., and Dixon, T.D., (1996), "Performance of FRP Tendon Anchor Systems for Prestressed Concrete Structures" PCI Journal, Vol. 41, No. 1, pp. 34-43.

Neville, A.M. (1996), Properties of Concrete, Fourth edition, Addison Wesley Longman Limited, Harlow, UK.

Odagiri, T., Matsumoto, K., Nakai, H., (1997), Fatigue and Relaxation Characteristics of Continuous Aramid Fibre Reinforced Plastic Rods, Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3) Sapporo, Japan, Vol.2, 227-234.

Patrick X.W. Zou (2003) "Flexural Behaviour and Deformability of Fiber Reinforced Polymer Prestressed Concrete Beams" Journal of Composite for Construction Vol.7, n°4, pp. 275-284, November.

Pilakoutas, K. (2000), "Composites in Concrete Construction in Gdoutos A., Pilakoutas K. and Rodopoulos C. (Eds), Failure Analysis of Industrial Composite Materials, McGraw-Hill, Professional Engineering, 449-497.

Rahman, A.H., Kingsley, C., Richard, J. and Crimi, J. (1998), "Experimental Investigation of the Mechanism of Deterioration of FRP Reinforcement for Concrete", Proceedings of the 2nd International Conference on Fibre Composites in Infrastructure ICCI'98, Vol. 2, pp.501-511.

Reda, M.M., Sayed-Ahmed, E. Y., and Shrive, N.G . (1997b) , "Towards a New Non-Metallic Anchorage System for Post-Tensioned Applications With Carbon Fibre Reinforced Plastic Tendons", Proceedings of the 42nd International SAMPE Symposium,USA, pp.288- 297.

Reda Taha, M. M., and Shrive, N. C., (2003a), "New Concrete Anchors for Carbon Fiber-Reinforced Post- Tensioned Tendons—Part 1: State-of-the-Art Review/ Design," ACI Structural Journal, V. 100, No. 1, Jan.-Feb., pp. 86-95.

Reda Taha, M. M., and Shrive, N. C., (2003b), "New Concrete Anchors for Carbon Reinforced-Reinforced Post-Tensioned Tendons—Part 2: Development/Experimental Investigation," ACI Structural Journal, V. 100, No. 1, Jan.- Feb., pp. 96-104.

Resplendino J., Petitjean J. (2003), "Ultra-High-Performance Concrete : First Recommendations and Examples of Application", The fifth International Symposium on High Performance Computing, 18 p., Tokio-Odaiba, Japan, october, 2003.

Resplendino J., (2004) "First recommendations for Ultra-High Performance Concretes and examples of applications" Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete , pp. 79-89, Kassel, Germany, 2004.

Resplendino J., Bouteille S. (2006), "Construction de deux ponts routiers en béton fibré ultra performant (BFUP) ", Bulletin Ouvrages d'Art, SETRA - Service d'études techniques des routes et autoroutes, Vol. 53, pp. 2-11, France, November, 2006.

Resplendino J., Bouteille S (2007), "Tabliers de ponts réalisés en béton fibré ultra performant (BFUP) et en matériau composite (fibre de verre) ", Actes des journées techniques organisées par l'Association Française de Génie Civil (AFGC): Le développement durable, une exigence d'innovation pour le génie civil, 15 p., Paris, France, mars, 2007.

RILEM (1970) "Essai portant sur l'adhérence des armatures du béton; 1. Essai par flexion", journal of Materials and structures, vol.15, may/june 1970 pp. 169-174.(Doc.7.11.28D).

Rizkalla, S. and Mufti, A. (2001), Reinforcing Concrete with Fibre Reinforced Polymers, ISIS Design Manual No 3, ISIS Canada, Manitoba.

Rossetti VA, Galeota D, Giammatteo MM. (1995) "Local bond stress-slip relationships of glass fibre reinforced plastic bars embedded in concrete". *Journal of Materials and Structures*, vol.28, -180, pp. 340-344.

Rostasy F. S. and H. Budelmann (1993) "Principles of Design of FRP Tendons and Anchorages for Post-Tensioned Concrete" *ACI SP138-38*, vol.138 September 1, pp.633-650.

Rostásy, F. (1996) "State-of-the-Art Report on FRP Materials", FIP Report, Draft, 1996. Unpublished.

Rostasy, F. (1997). On Durability of FRP in Aggressive Environments, In: *Proceedings of the 3rd International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Vol. 2, pp. 107–114, Sapporo, Japan.

Rostásy, F. S., (1998) "Draft Guidelines For The Acceptance Testing of FRP Posttensioning Tendons", *Journal of Composites For Construction*, ASCE, Vol. 2, No. 1, pp. 2 - 6.

Russell, B.W., BURNS, N.H., (1996) "Measured Transfer Lengths of 0.5 and 0.6 in. Strands in Pretensioned Concrete" *PCI Journal*, September- October 1996 pp 44-63.

Saadatmanesh, H. and Tannous, F. E. (1999a), "Relaxation, Creep and Fatigue Behavior of Carbon Fiber Reinforced Plastic Tendons", *ACI Materials Journal*, 96(2), 143-153.

Saadatmanesh, H. and Tannous, F. E. (1999b), "Long-term Behavior of Aramid Fiber Reinforced Plastic (AFRP) Tendons", *ACI Materials Journal*, 96 (3) 297-305.

Saadatmanesh, H., and Tannous, F. (1997), "Durability of FRP rebars and tendons", *Proceedings of the 3rd International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Vol 2, 147-154.

Sakai, T., Kanakubo, T., Yonemaru, K. and Fukuyama, H. (1999). "Bond splitting behaviour of continuous fibre-reinforced concrete members". *Fourth International Symposium, Fiber Reinforced Polymer reinforcement for reinforced concrete structures* pp. 1131-1144.

Sasaki, I., Nishizaki, I., Sakamoto, H., Katawaki, K. and Kawamoto, Y. (1997), "Durability Evaluation of FRP Cables by Exposure Tests", *Proceedings of the 3rd International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Vol. 2, 131-137.

Sayed-Ahmed, E. Y., and Shrive, N. G., (1998), "A New Steel Anchorage System for Post-Tensioning Applications using Carbon Fiber Reinforced Plastic Tendons," *Canadian Journal of Civil Engineering*, V. 25, No. 1, pp. 113-127.

Schaff, J. R. (2001), "Fatigue and Life Prediction", *ASM Handbook Vol. 21 Composites*, ASM International, Material Park, Ohio, 252-258.

Schapery, R.A. (1968), "Thermal Expansion Coefficients of Composite Materials Based on Energy Principles", *Journal of Composite Materials*, 2(3), 380-404.

Scheibe, M. and Rostasy, F. S. (1995), "Stress-rupture of AFRP subjected to alkaline and elevated temperatures", *Proceeding of the Second International Symposium Non-Metallic FRPCS-2 (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, L. Taerwe Ed., 67-73.

Seki, H., Sekijima, K. and Konno, T. (1997), "Test Method on Creep of Continuous Fiber Reinforcing Materials", *Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3) Sapporo, Japan, Vol.2*, 195-202.

Sen, R., Mariscal, D., and Shahawy, M., (1993), "Durability of Fiber glass Pretensioned Beams", *ACI Structural Journal*, vol. 90, No. 5, September-October, pp. 525-533.

Sen, R., Shahawy, M., Rosas, J. and Sukumar, S. (1997), "Durability of AFRP & CFRP pretensioned piles in a marine environment", *Proceedings of the 3rd International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Vol 2*, 123- 130.

Sen, R. – Shahawy, M. – Rosas, J. – Sukumar, S. (1998a) "Durability of Aramid Pretensioned Elements in a Marine Environment", *ACI Structural Journal*, V. 95, No. 5, September-October 1998, pp. 578-587.

SETRA, AFGC (2002), "Béton fibrés à ultra-hautes performances, (Ultra high performance fibre-reinforced concretes", *recommandations provisoires*, 152 p., France, Janvier, 2002.

Seymour, R. B. (1987), "Polymers for Engineering Applications", ASM International, Materials Park, OH. Cité par Lawrence C. Bank *composites for construction: structural design with frp materials*. 2006 john wiley & sons, inc usa.

Shahawy, M. A., Issa, M., and Batchelor, B. (1992), "Strand Transfer Lengths in Full Scale AASHTO Prestressed Concrete Girders," *PCI JOURNAL*, V. 37, No. 3, May-June 1992, pp. 84-96.

Shaheen, E., (2004) "Carbon Fiber Reinforced Reactive Powder Concrete Anchorage System," PhD thesis, University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada.

Sheard, P., Clarke, J.L., Dill, M., Hammersley, G. and Richardson, D. (1997), *EUROCRETE-Taking Account of Durability for Design of FRP Reinforced Concrete Structures*, *Proceedings of the 3rd International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Vol. 2*, 75-82.

Sonobe, Y.; Fukuyama, H.; Okamoto, T.; Kani, N.; Kobayashi, K.; Masuda, Y.; Matsuzaki, Y.; Mochizuki, S.; Nagasaka, T.; Shimizu, A.; Tanano, H.; Tanigaki, M., and Tenshigawara, M., (1997) "Design Guidelines of FRP Reinforced Concrete Building Structures," *Journal of Composites for Construction*, V. 1, No. 3, pp. 90-113.

Soudki K. (2005) "Evaluation of Anchors for CFRP tendons" Final Report No.UTC R123. Center for Infrastructure Engineering Studies/UTC program, Department of Transportation Research and Special Programs Administration, University of Missouri – Rolla June 2005.

Soudki, K., Green, M.F., Clapp, F.D., (1997) "Transfer Length of Carbon Fiber Rods in Precast Pretensioned Concrete Beams", PCI Journal, Vol. 42, No. 5, Sep-Oct, pp. 78-87

Spasojevic A. (2008), "Structural implications of ultra-high performance fibre-reinforced concrete in bridge design", Thèse EPFL, 285 p., Lausanne, Switzerland.

Starr, T. (ed.), (2000), "Pultrusion for Engineers, CRC Press, Boca Raton, FL. Cité par Lawrence C. Bank COMPOSITES FOR CONSTRUCTION: Structural Design with FRP Materials. 2006 JOHN WILEY & SONS, INC USA.

Steckel, G.L., Hawkins, G.F. and Bauer, J.L. (1998), "Environmental Durability of Composites for Seismic Retrofit of Bridge Columns", Proceedings of the 2nd International Conference on Fibre Composites in Infrastructure ICCI'98, Vol. 2, 460- 475.

Stratford. T. J. (2001). "The Shear of Concrete with Elastic FRP reinforcement", PhD. thesis, Department of Engineering, University of Cambridge, England, Cambridge.

Tanao, H. – Masuda, Y. – Sakashita, M. – Oono, Y. – Nonomura, K. – Satake, K. (1997) "Tensile Properties at High Temperatures of Continuous Fiber Bars and Deflections of Continuous Fiber Reinforced Concrete Beams Under High-Temperature Loading", Proc. 3rd Int. Symp.FRPRCS-3, JCI, 1997, Vol. 2., pp. 43-50.

Taniguchi, H., Mutsuyoshi, H., Kita, T., Machida, A. (1993). "Ductile Behaviour of Beams using FRP as Tendons and Transverse Reinforcement", Fibre-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures - International Symposium, SP-138, American Concrete Institute.

Tastani SP, Pantazopoulou SJ. (2006) "Bond of GFRP bars in concrete: Experimental study and analytical interpretation". ASCE journal of composites for construction, Vol. 10, no 5, pp. 381-391.

Tighiouart B, Benmokrane B, Gao UD. (1998) "Investigation of bond in concrete member with fibre reinforced polymer FRP bars". Journal of construction and Building Materials vol.12, pp.453-462.

Tepfers, R, Apinis, R., Modniks, J., Tamuzs, V. (2001). "Tests with Specially made FRP Reinforcement Rods with intention to obtain Ductile Behavior" Proceedings of the Fifth international conference on Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-5), England, Cambridge, July, Vol. 2. pp. 1083-1092.

Tepfers, R. (1979) "Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars". Magazine of Concrete Research Vol. 31, No 106, March 1979, pp. 3-12.

Taerwe, L. and Pallemans, I., (1995) "Force Transfer of AFRP Bars in Concrete Prisms," Proceedings of the Second International RILEM Symposium, Ghent, Belgium, 1995, pp. 154-163.

Tepfers R. (2006) "Bond clause proposals for FRP bars/rods in concrete based on CEB/FIP model code 90 - part1: design bond stress for FRP reinforcing bars". *Fib-Structural Concrete* 2006;7(2):47-55.

Tighiouart B, Benmokrane B, Gao UD. (1998) "Investigation of bond in concrete member with fibre reinforced polymer FRP bars". *Constr Build Mater* 1998; 12(8):453-462.

Tokyo Rope Mfg. Co., Ltd. (1993) "Technical Data on CFCC™", Product Manual, Tokyo, October 1993.

Taerwe, R. (1993), "FRP Developments and Applications in Europe, Fiber- Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications", Ed. A. Nanni, Elsevier pp.99-114.

Tomosawa, F. and Nakatsuji, T. (1997), "Evaluation of ACM Reinforcement Durability By Exposure Test", *Proceedings of the 3rd International Symposium on Non- Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Vol. 2, 139-146.

Tottori, S., and Wakui, H. (1993). "Shear Capacity of Reinforced and Prestressed Concrete Beams, using FRP Reinforcement in Fibre-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures" *International Symposium*, SP-138, American Concrete Institute.

Toutanji, H. and El-Korchi, T. (1998), "Tensile Durability Performance of Cementitious Composites Externally Wrapped with FRP Sheets", *Proceedings of the 2nd International Conference on Fibre Composites in Infrastructure ICCI'98*, Vol. 2, 410- 421.

Tsai, S. W. and Hahn, H. T. (1980), "Introduction to Composite Materials", Technomic, Lancaster.

Uomoto, T. et al (1995) "Fatigue Strength of FRP Rods for Concrete Reinforcement", *Building for the 21st Century*, Edited by. Y.C.Loo, EASEC, pp.1659-1664

Uomoto, T. – Nishimura, T. – Ohga, H. (1995) "Static and Fatigue Strength of FRP Rods for Concrete Reinforcement", *Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS- 2)*, Ghent 1995., (Ed. L. Taerwe), E & FN Spon, London. pp. 100-107.

Uomoto, T., and Nishimura, T. (1999). "Deterioration of Aramid, Glass, and Carbon Fibers Due to Alkali, Acid, and Water in Different Temperatures, " in *Fourth International Symposium on fibre Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures*, SP 188, American Concrete Institute, International, pp. 515-522.

Uomoto, T. (2000). "Durability of FRP as Reinforcement for Concrete Structures, Design Considerations for Ductility of Prestressed beams with AFRP and CFRP tendons, " *Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, 3" International Conference, Canada, Ottawa, August, pp. 3-17.

Uomoto, T. (2001) "Durability considerations for FRP reinforcements", *Proceedings of the Fifth International Symposium (FRPRCS-5)*, Thomas Telford, London, 2001, pp. 17-32.

Verghese, N.E., Hayes, M., Garcia, K., Carrier, C., Wood, J. and Lesko, J.J. (1998), "Temperature Sequencing During Hygrothermal Aging of Polymers and Polymer Matrix Composites: The Reverse Thermal Effect", Proceedings of the 2nd International Conference on Fibre Composites in Infrastructure ICCI'98, Vol. 2, 720-739.

Wallenberger, F. T., Watson, J. C. and Hong, L. (2001), "Glass Fibers". In: ASM Handbook Volume 21 Composites, ASM International, Material Park, Ohio, 27-34.

Walsh, P. J. (2001) "Carbon Fibres", ASM Handbook Volume 21-Composites, ASM International, Material Park, Ohio, 35-40.

WALRAVEN, J. March (2008) "On the way to design recommendations for UHPFRC", Proc. of the Second International Symposium on UHPC, Kassel, Germany, pp 45-56.

Walton, J.M., and Yeung, Y.T.C., (1986) "The Fatigue Performance of Structural Strands of Pultruded Composite Rods", Journal of the Institute of Mechanical Engineering. London, C/286/86. pp. 315-320.

Wang Z, Goto Y, Joh O. (1999) "Bond strength of various types of fibre reinforced plastic rods". Proceedings of 4th international Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, FRPRCS-4, 1999 USA; ACI-SP-188, Baltimore. p. 1117-1130.

Yamaguchi, T., Kato, Y., Nishimura, T. and Uomoto, I. (1997), "Creep Rupture of FRP Rods Made of Aramid, Carbon and Glass Fibers", Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3), Japan Concrete Institute, Sapporo, Japan, Vol. 2, 179-186.

Zhang, B., (2002), "Experimental and Theoretical Investigations on New Bond-Type Anchorage System for Post-Tensioning Applications with FRP Tendons," PhD thesis, University of Sherbrooke, Canada.

Zellers, R.C., Ramakrishnan, V., Rajpathak, V.N., and Yu, S. (1996). "Evaluation of bond strength with polypropylene fiber reinforced concrete". Proceedings of the 4th Materials Engineering Conference on Materials for the New Millennium, Washington, 10-14 November 1996. Vol. 2, pp. 123-132.

Annexe A

Calcul des déformations du BFUP dues au relâchement :

Dans le chapitre 3, lors de la mesure la longueur de transfert de précontrainte, les déformations du béton ont été mesurées au niveau du renfort de la précontrainte par des jauges (20 mm). Ces déformations mesurées du BFUP ont été comparées avec les déformations calculées par l'équation 5.51.

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_{bi}}{E_{bi}}$$

σ_{bi} E_{bi} sont déjà indiqués ;

$$E_{bi} = 11000 \times \sqrt[3]{f'_{cj}} = 53 \text{ GPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{P_i}{A_h} + \frac{P_i \cdot e}{I_h} e - \frac{M_d}{I_h} e \quad \text{éq.5.53}$$